



Università  
della  
Svizzera  
italiana

Accademia  
di  
architettura

Istituto  
di storia e teoria  
dell'arte  
e dell'architettura

# Capolavori in miniatura

**Pier Luigi Nervi  
e la modellazione strutturale**

Gabriele Neri

Mendrisio  
Academy  
Press

ISA

Istituto di storia e teoria dell'arte e dell'architettura  
collana diretta da

Christoph Frank, Sonja Hildebrand, Daniela Mondini

*A Carolina e al nostro capolavoro in miniatura.*  
G.N.

Gabriele Neri

Capolavori in miniatura.  
Pier Luigi Nervi  
e la modellazione strutturale

Coordinamento editoriale  
Tiziano Casartelli

Cura redazionale  
Fabio Cani, Paolo Conti

Progetto grafico  
Andrea Lancellotti

Impaginazione  
Nodo

La pubblicazione ha avuto il sostegno  
del Fondo Nazionale Svizzero per la Ricerca Scientifica



© 2014 Accademia di architettura, Mendrisio  
Università della Svizzera italiana

Mendrisio Academy Press / Silvana Editoriale

7	Capolavori involontari <i>Fulvio Irace</i>		
	<b>CAPOLAVORI IN MINIATURA. PIER LUIGI NERVI E LA MODELLAZIONE STRUTTURALE</b>		
11	Introduzione		
15	<b>1935-1950. Pier Luigi Nervi e la Scuola di Arturo Danusso</b>		
18	Nervi e l'inadeguatezza della teoria		
21	La nascita della modellazione strutturale in Europa: da Galileo a Eduardo Torroja		
32	Il Laboratorio "Prove modelli e costruzioni" del Regio Politecnico di Milano		
37	Nervi incontra Danusso: i modelli delle aviorimesse in cemento armato		
43	Il modello per l'Arco dell'Impero all'E42		
46	Le prove sperimentali per il padiglione a emiciclo della Fiera di Milano		
52	Nervi e Oberti in Argentina: il modello del Centro civico di Tucumán		
53	<i>Scienza o arte del costruire?</i> L'elogio della sperimentazione		
69	<b>1951-1961. Da Milano a Bergamo: la nascita dell'ISMES</b>		
72	Le strutture dell'ISMES all'inizio degli anni Cinquanta		
74	Le condotte forzate della Nervi & Bartoli all'ISMES		
76	Il Grattaciolo Pirelli		
101	Torre Galfa e Torre Velasca: i simboli del "miracolo economico" milanese al vaglio dell'ISMES		
103	1955: il riconoscimento ufficiale della modellazione strutturale in Italia		
104	I modelli strutturali nella lettura di Argan dell'opera nerviana		
107	I modelli nella tecnica		
114	«Les intuitions heureuses des pionniers»: Nervi, Torroja e Oberti		
131	<b>1961-1974. Pier Luigi Nervi alle redini dell'ISMES</b>		
135	I modelli della Torre di Pier Luigi Nervi e Luigi Moretti a Montreal		
159	I modelli di Nervi conquistano il mondo		
160	I modelli strutturali per Norfolk		
169	Il modello della Rupert C. Thompson Ice Arena al Dartmouth College		
173	«Il paraboloide iperbolico più grande al mondo»		
180	Il modello del Grattaciolo Schedel- Doekshaven a Den Haag		
183	I modelli della nuova sede del Bureau International du Travail di Ginevra		
185	Il metodo fotoelastico per il Motta Grill a Limena e per la Torre di Pisa		
189	Il modello del solaio della Cassa di Risparmio di Venezia		
190	Le prove sperimentali commissionate dalla Nervi & Bartoli all'ISMES		
195	Nervi in Australia: l'analisi sperimentale condotta a 10.000 miglia di distanza		
219	<b>Lo studio sperimentale della Cattedrale di San Francisco. Apice e declino dei modelli fisici</b>		
221	La genesi del progetto strutturale		
223	Il contributo di Eduardo Catalano e la diffusione del paraboloide iperbolico		
230	I modelli strutturali della Cattedrale di San Francisco		
232	Il modello preliminare della cupola		
235	Il modello aerodinamico testato a Torino		
238	Il terzo modello strutturale: «un capolavoro di modellistica»		
246	Il quarto modello della Cattedrale		
256	Il modello matematico di Leonard Robinson per la Cattedrale		
258	Apologia dei modelli fisici. Le tecniche dell'ISMES al vaglio delle autorità di San Francisco		
262	Il ruolo dei modelli nerviani nello studio statico della Cattedrale di San Francisco		
275	<b>Dal modello fisico a quello virtuale. Nuovi strumenti e nuovi orizzonti per l'ingegneria strutturale</b>		
276	L'avvento del computer e del FEM		
277	Computer e modelli fisici. Il caso della Sydney Opera House		
281	Una fase di transizione		
283	<i>Form finding</i> : Gaudí, Otto, Isler e Musmeci		
295	I modelli nerviani: una lettura su più livelli		
298	Il tramonto del "Sistema Nervi" e della stagione d'oro dell'ingegneria italiana		
	<b>Apparati</b>		
307	Fonti archivistiche		
313	Bibliografia		
337	Indice dei nomi		



# Capolavori involontari

Fulvio Irace

Tra i numerosi strumenti di calcolo adoperati da Pier Luigi Nervi durante la sua prestigiosa carriera professionale, un posto a sé occupano i modelli strutturali cui egli affidò la verifica delle sue spericolate intuizioni statiche. Per la loro natura composita – dipendente dalla fisica e chimica dei materiali, oltre che dalla meccanica della loro forma – essi richiesero la scrupolosa attenzione del matematico e la perizia manuale dell'artigiano, introducendo nel mondo astratto del calcolo la variabile sensibile della materia manipolata. Ne progettò circa trenta, di cui solo quattro oggi sopravvivono, sottratti fortunatamente alla distruzione programmata delle prove di laboratorio o al decadimento dovuto all'oblio di una presenza ritenuta ormai inutile. Restaurati nella integrità fisica e soprattutto nella dimensione storica, essi ci appaiono oggi come testimoni silenziosi di un'età della cultura progettuale definitivamente seppellita dallo sviluppo delle tecnologie, ma non per questo obsoleta. Qual è il ruolo che l'intuizione può ancora avere in una società che ha scelto la programmazione e il calcolo scientifico per padroneggiare la complessità impedendole di trasformarsi in Caos?

Era il dilemma su cui – con la proverbiale chiarezza dell'ingegnere – Nervi fece ruotare la parte sostanziale del suo ruolo di maestro: l'ingegneria è arte o scienza? Essa deriva dall'imperativo del calcolo che riduce le forze della natura a un diagramma di pesi e misure, o è espressione di un'intuizione più profonda che si riconosce nell'empatia con l'ampio mondo della natura, riservando al calcolo solo la funzione rassicurante dei numeri?

Sono gli interrogativi su cui ruota il senso di questo studio che Gabriele Neri ha scelto come tema per la sua tesi di dottorato presso il Politecnico di Torino e di Milano, all'interno di un programma di ricerca molto esteso e articolato attorno alla figura di Pier Luigi Nervi e al contesto della cultura strutturale del XX secolo.

La scelta di focalizzare l'attenzione sulla *modellazione strutturale* – e quindi su di una particolare tecnica sperimentale che fiorisce e si perfeziona proprio nell'arco cronologico compreso tra gli anni Trenta e gli anni Settanta – si è basata sulla constatazione del profondo valore che tali modelli ebbero per Nervi: non solo dal

punto di vista strumentale, ma anche e soprattutto come occasione per stendere una complessa rete di rapporti professionali, culturali e imprenditoriali con architetti, ingegneri, committenti, istituti di ricerca.

“Capolavori in miniatura” propone giustamente di chiamarli Neri, ma ad essi forse si adatta anche la definizione di “capolavori involontari”: opere d’arte (nel senso etimologico di *téchne*) che difficilmente avrebbero potuto (allora) figurare in un museo. Non solo perché concepite come campioni sperimentali di una dimostrazione dentro il lavoro di bottega, come i modelli in legno e argilla che Brunelleschi fece realizzare per il calcolo della cupola fiorentina o quelli in legno e tiranti di cui è disseminato l’atelier genovese di Renzo Piano. Non sono modelli fatti per piacere o per compiacere: il loro fine ultimo non è la verifica plastica del volume (secondo il procedimento dello scultore o del *bricoleur*, ad esempio, perseguito da Gehry), ma la scommessa sulla logica del loro funzionamento. Sono vere e proprie “cavie” su cui testare le leggi della statica e della dinamica dei corpi: reperti anatomici che testimoniano (come le “macchine” di Gaudí per la Sagrada Família) la verità della natura, di cui l’ingegnere si fa interprete e prefiguratore. Il loro fascino sta anche nell’apparente imperfezione che ne tradisce la natura sperimentale e provvisoria, insieme all’affanno di una comprensione alla ricerca di verifiche e magari di una ragionevole certezza.

## Capolavori in miniatura. Pier Luigi Nervi e la modellazione strutturale

# Introduzione

Questo volume ha come oggetto di studio i modelli che hanno accompagnato l'attività di Pier Luigi Nervi (1891-1979), uno dei progettisti più celebri e celebrati del Novecento, per quasi tutta la sua carriera. Quelli realizzati per le Aviorimesse di Orvieto e Orbetello, per il Grattacielo Pirelli, per la Torre di Montreal, per la Cattedrale di San Francisco – alcune delle strutture in cemento armato più significative della sua opera – e per tanti altri edifici sparsi nel mondo.

Si tratta di modelli molto particolari. Rispetto a molti altri, di cui è piena la storia dell'architettura, essi non nacquero infatti “soltanto” per studiare o rappresentare in tre dimensioni le fattezze geometriche di un'idea progettuale, ma in primo luogo per simulare preventivamente, in scala ridotta, tutti quegli accidenti statici che essa avrebbe dovuto sostenere una volta confrontata con il mondo reale: gli effetti del suo peso proprio, l'azione del vento, gli effetti dei terremoti e via dicendo. La loro preparazione fu infatti governata da molteplici fattori che hanno a che fare con la chimica, la fisica e la meccanica dei materiali, e la loro funzione non si esaurì una volta raggiunto un adeguato grado di somiglianza con quanto immaginato. Dopo essere stati confezionati, tali modelli divennero l'oggetto di lunghi e pazienti esperimenti, che li hanno trasformati in dispositivi sofisticati, vivi e interattivi.

Fin qui, si direbbe, un affascinante, e complesso, problema di scienza delle costruzioni. Guardando oltre la loro funzione primaria di dispositivi di verifica strutturale, vengono però a galla innumerevoli chiavi di lettura che, stratificandosi, ne aumentano esponenzialmente il significato e la portata. Dietro alle formule e alla nomenclatura tecnica che accompagnerà nelle pagine seguenti la trattazione dei modelli delle opere di Nervi – veri e propri *capolavori in miniatura* in cui si fondono scienza e artigianato – si dischiudono infatti temi e problemi che toccano il sofferto processo di genesi della forma strutturale; l'acceso dibattito che caratterizzò i decenni “eroici” del *beton armé*, quando diverse scuole di pensiero si scontravano su come maneggiare un materiale ancora tutto da scoprire; la *querelle* sulla validità di accogliere o meno le strutture di Nervi (e quelle di molti altri ingegneri) nelle categorie estetiche dell'architettura del secolo scorso; e ovviamente lo stato dell'arte del

dibattito scientifico internazionale relativo a questa tecnica sperimentale, necessario per comprendere il loro effettivo valore operativo e soprattutto la natura delle domande cui questi manufatti cercavano di dare risposta. Non da ultimo, il favore di Nervi e di Arturo Danusso (1880-1968) – il grande ingegnere che lo avvicinò a questo tipo di esperimenti – per la pratica sperimentale e il relativo scetticismo verso approcci basati unicamente sulla teoria toccano anche una delle questioni epistemologiche centrali nell’ambito della storia della filosofia e della filosofia della scienza, e cioè l’eterno incontro/scontro tra idealismo e empirismo, tra induzione e deduzione.

Ma soprattutto, dalle vicende qui esplorate si capirà come, nonostante le profonde differenze tra modello “architettonico” e modello “strutturale”, nella tangibilità di quest’ultimo si possa individuare un solido punto di contatto tra architettura e ingegneria, le due discipline tra cui Nervi si mosse con destrezza per parecchi decenni. Questi modelli possono infatti essere visti come una sorta di strumento intermedio capace di governare sia le esigenze statiche sia quelle formali, attraverso un processo di rielaborazione della materia altrimenti impossibile ricorrendo soltanto all’analiticità del calcolo o alla rappresentazione bidimensionale dell’oggetto immaginato. Strumento privilegiato della progettazione fin dall’antichità, il modello dell’ingegnere si fa complementare a quello dell’architetto, in nome di una visione plastica e scultorea dello spazio che ha contraddistinto buona parte della cultura architettonica del Novecento. I capolavori in miniatura di Pier Luigi Nervi sono allora da inserirsi a pieno titolo in quella lunga genealogia di modelli che hanno costellato la storia del costruire: quelli in legno e argilla fatti realizzare da Filippo Brunelleschi per la cupola di Santa Maria del Fiore; quelli di Antonio da Sangallo il Giovane e Michelangelo per San Pietro; i modelli di cui parlano Leon Battista Alberti e Giorgio Vasari nei loro scritti; i modelli plasmati in cera rossa e creta da Francesco Borromini; i modelli di Christopher Wren per la St. Paul’s Cathedral di Londra; i modelli funicolari di Antoni Gaudí; e modelli di tutt’altro genere come quelli che Giovanni Sacchi confezionava nella seconda metà del secolo scorso per i progetti di *industrial design* di Marcello Nizzoli, Franco Albini, Marco Zanuso, Richard Sapper, Achille Castiglioni e tanti altri.

Di questi modelli hanno già parlato in molti. Come si vedrà, già nel 1945 Giulio Carlo Argan si interessò a questo tema, sfruttando proprio la pratica del modello per inserire a pieno titolo l’opera nerviana all’interno di un “modo artistico” del costruire. Da un punto di vista completamente diverso, sono poi numerosi i contributi che hanno trattato in dettaglio le questioni scientifiche legate a tali esperimenti, a cominciare da quelli lasciati dai diretti protagonisti di queste vicende. Questo studio punta però a trascendere il significato particolare di questi modelli – sia esso relativo a questioni estetiche o scientifiche – per inquadrarli in maniera organica nella carriera di Pier Luigi Nervi, a sua volta letta non come cammino biografico autoreferenziale ma in quanto percorso nel quale confluiscono storia dell’architettura, storia dell’ingegneria e storia dell’arte, storia della scienza e storia economica e così via. E non c’è dubbio che nella figura di Nervi – e di riflesso anche nei suoi modelli – si celino tutte queste componenti, come illustrano la sua attività di progettista e di sperimentatore; l’attenta attività imprenditoriale svolta attraverso lo Studio Nervi e l’impresa Nervi & Bartoli; le modalità di collaborazione con architetti e ingegneri;

i rapporti con la committenza italiana ed estera; la sua attività internazionale e i problemi legati a contesti professionali ed economici diversi; le tesi espresse nei suoi scritti; la sua visione didattica dell’architettura e dell’ingegneria; i legami con la cultura politecnica italiana, con le università e con i centri di ricerca di tutto il mondo eccetera. In questo senso, ai modelli di Nervi spetta un posto di primo piano all’interno del metodo di lavoro che egli riuscì a costruirsi negli anni e che gli permise di affermarsi come uno degli ingegneri – e degli architetti – più importanti del secolo scorso. Un *modus operandi* di cui le soluzioni costruttive e i risultati formali rappresentano soltanto la parte più visibile e celebrata.

## Ringraziamenti

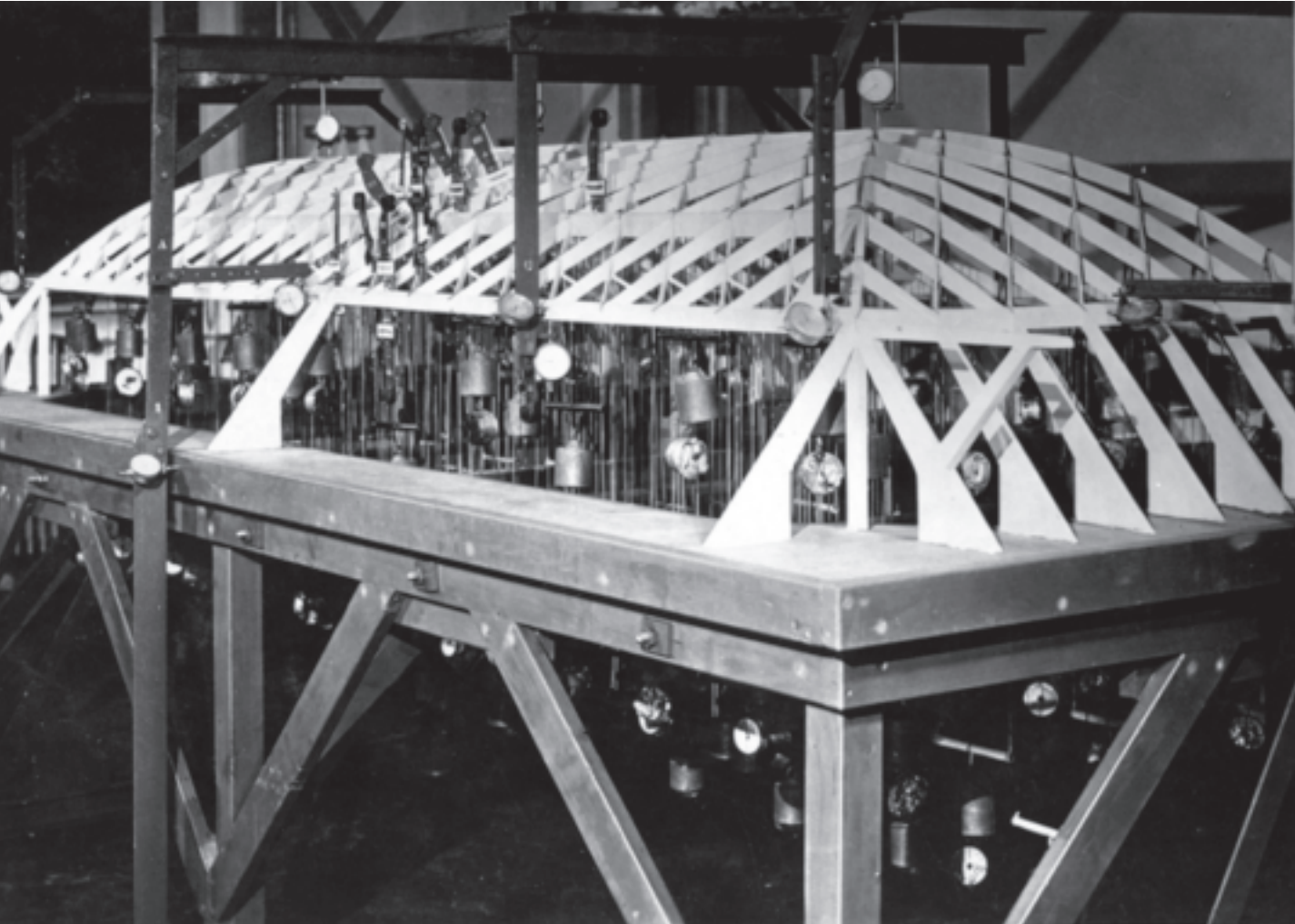
Questo volume è il frutto della rielaborazione delle ricerche svolte tra il 2008 e il 2010 durante un dottorato di ricerca in Storia dell’architettura e dell’urbanistica al Politecnico di Torino e al Politecnico di Milano. Un sentito ringraziamento spetta dunque a chi ne ha seguito lo sviluppo fin dal primo giorno: a Fulvio Irace, per l’attenzione costante e i preziosi aggiustamenti di rotta, e a Mario Alberto Chiorino, cui va il merito di aver avviato e sostenuto queste ricerche.

Un doveroso ringraziamento va al personale dell’ISMES (Cesi) di Sariate (in particolare Attilio Zaninetti, Nunzia Luciani e Giuseppe Lenzi) per l’apertura dimostrata nei confronti delle mie indagini; a Elisabetta e Marco Nervi (PLN Project Association) per la disponibilità e per le numerose occasioni di collaborazione; al personale delle Collezioni MAXXI Architettura di Roma e a quello del CSAC di Parma.

Desidero poi ringraziare diverse persone sparse per il mondo, che in tempi e modi diversi hanno contribuito alla definizione delle pagine che seguono. In Italia: Sergio Pace (Politecnico di Torino), Carlo Olmo (Politecnico di Torino), Giulio Giorello (Università di Milano), Gabriele Milelli (Università Politecnica delle Marche), Maria Manuela Leoni (Politecnico di Milano), Carlo Poggi (Politecnico di Milano), Francesca Serrazanetti (Politecnico di Milano), Giancarlo Tonoli (Politecnico di Milano); in Spagna: José Antonio Torroja, Francisco Morán Cabré (ETSAM), Carlos Miravittles Torras (IETCC), Joaquín Antuña Bernardo (ETSAM), Rafael Astudillo Pastor (CEDEX), Santiago Huerta (ETSAM), Virtudes Azorín-Albiñana López (IETCC); in Canada: Michael Collins (Università di Toronto); in Svizzera: Alberto Bologna (EPFL Lausanne); in Australia: Raymond Gilbert (University of New South Wales), Diane Veness (Sydney Opera House Archive), Paul Bentley (The Wolansky Foundation); in Giappone: Mamoru Kawaguchi (Kawaguchi & Engineers).

Infine, un ringraziamento speciale va all’Accademia di architettura di Mendrisio e in particolare a Christoph Frank, che ha reso possibile l’ampliamento di questa ricerca e la sua pubblicazione.

## 1935-1950. Pier Luigi Nervi e la Scuola di Arturo Danusso



Modello in celluloido  
in scala 1:37,5  
dell'Aviorimessa di  
Orvieto, 1935-1936.

All'inizio degli anni Trenta Pier Luigi Nervi ha già dato ampiamente prova del suo talento nella progettazione di strutture complesse in cemento armato. Dopo anni di esperienza presso la Società Anonima di Costruzioni Cementizie (SACC) di Attilio Muggia, suo docente alla Scuola di Applicazione per Ingegneri dell'Università di Bologna,<sup>1</sup> nel 1923 aveva fondato la Società per costruzioni Nervi & Nebbiosi, realizzando opere impegnative come il Teatro Banchini a Prato (1923-1925), il Cinema-teatro Augusteo a Napoli (1924-1929) e la Palazzina in lungotevere Arnaldo da Brescia a Roma (1928-1930), celebrata sulle pagine di "Domus".<sup>2</sup>

Se in questi edifici la struttura in cemento armato rimane celata sotto un modesto rivestimento – la rivelazione del lavoro svolto è delegata alle immagini di cantiere – con l'appalto per la progettazione e la costruzione dello Stadio comunale Berta di Firenze (dal 1930) Nervi ha finalmente l'occasione di mostrare la sostanza e l'estetica del suo materiale prediletto senza mediazioni. Le tribune e le scale elicoidali, plasmate facendo affidamento non su virtuosismi matematici ma su quanto appreso in quasi vent'anni di pratica, dimostrano infatti il grado di sicurezza e l'autonomia raggiunti da Nervi, spalancandogli le porte del mondo della cultura architettonica. La presentazione dello stadio fatta da Giovanni Michelucci su "Architettura",<sup>3</sup> l'entusiastica pubblicità di Pietro Maria Bardi su "L'Ambrosiano"<sup>4</sup> e poi su "Casabella"<sup>5</sup> insieme a Giuseppe Pagano<sup>6</sup> e Mario Tinti – «... con la sua nuda, prepotente strutturalità, che è un vero inno della volontà di vivere, con quelli elegantissimi e possenti rampanti della pensilina, più belli dei beccatelli che coronano la torre di Palazzo Vecchio...»<sup>7</sup> – e le prime recensioni fuori dai confini nazionali<sup>8</sup> segnano infatti l'inizio di un incredibile successo mediatico, alimentato anche dagli scritti composti dallo stesso Nervi.<sup>9</sup> A mantenere viva l'attenzione della critica architettonica dopo l'*exploit* dello stadio fiorentino saranno le celebri aviorimesse in cemento armato realizzate nella seconda metà degli anni Trenta, opere particolarmente care all'ingegnere per il loro carattere sperimentale e per l'eredità che lasceranno nei progetti seguenti.<sup>10</sup>



Quello delle aviorimesse era uno dei temi maggiormente legati all'evoluzione del cemento armato.<sup>11</sup> In Italia, a partire dal 1926, la nascita dell'aviazione civile aveva lanciato il tema delle strutture per il ricovero dei nuovi velivoli (prima erano maggiormente comuni quelle per dirigibili, più esigenti in termini dimensionali)<sup>12</sup> avviando un periodo di forte sperimentazione.<sup>13</sup> Se in principio la standardizzazione delle strutture metalliche favoriva ancora l'utilizzo del ferro, ben presto il cemento armato – declinato attraverso brevetti stranieri come lo Zeiss e il Monier-Wayss & Freitag, e successivamente in collaborazione con tecniche più tradizionali – dimostrò i propri vantaggi. Questi furono ancora più evidenti quando, verso la metà degli anni Trenta, la politica autarchica del regime stimolò la ricerca di soluzioni indirizzate al risparmio di ferro: ne sono prova gli studi di Eugenio Miozzi su coperture in laterizio senza ferro o debolmente armate e sul principio della resistenza per forma,<sup>14</sup> e quelli di Giorgio Baroni, che si cimentò su coperture in cemento armato sottile a doppia curvatura inversa.<sup>15</sup>

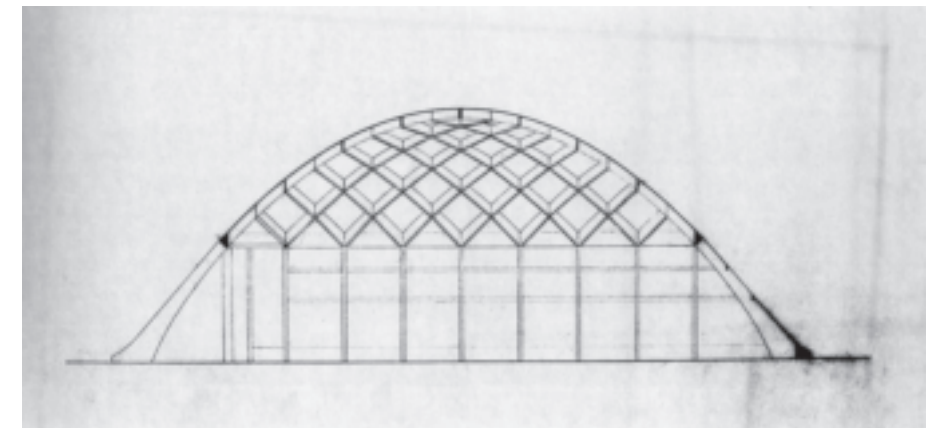
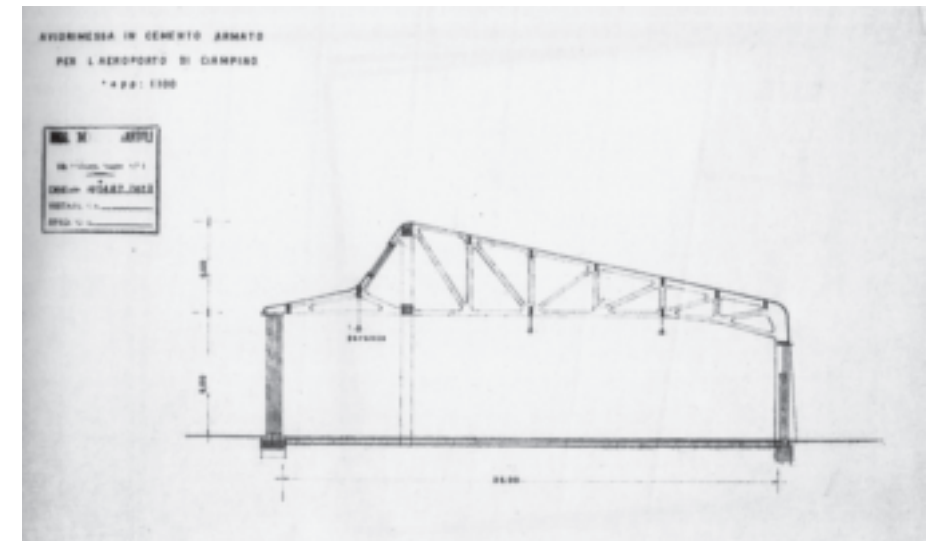
Per Nervi il confronto con il tema dell'aviorimessa comincia in maniera ufficiale nel 1933, quando insieme a Cesare Valle presenta alla V Triennale di Milano diversi disegni per hangar civili e militari, nei quali la ricerca di nuove forme architettoniche e strutturali è preponderante rispetto alla effettiva realizzabilità.<sup>16</sup> Del tutto opposta è invece la strategia seguita (insieme alla sua impresa, la Nervi & Bartoli, che è succeduta alla Nervi & Nebbiosi nel 1932) in occasione del concorso per due aviorimesse all'Aeroporto di Ciampino: contrariamente a quanto disegnato per la mostra milanese, la prima versione studiata per questi hangar propone una struttura in cemento armato abbastanza tradizionale. Dal momento che l'ingresso dei velivoli viene previsto sul lato maggiore, con ovvi benefici funzionali, le grandi travi trasversali vengono fatte appoggiare su di un imponente travone reticolare, arretrato rispetto al filo esterno dell'hangar in modo da ridurre la luce libera da 36 a 26 metri.<sup>17</sup> Nel corso del progetto queste travi subiscono un progressivo alleggerimento, al pari del grande sostegno centrale, incaricato di dimezzare la luce del lato maggiore.

Tale soluzione non convince ancora Nervi, infastidito proprio dalla presenza di quel pilastro che ostacolava la libertà spaziale dell'insieme. Ha così inizio un processo di rielaborazione strutturale che trasforma in maniera radicale lo schema di partenza: le travi reticolari e quelle secondarie cominciano ad assumere un profilo ad arco ribassato al quale si adeguano anche i pilastri, inclinandosi e trasferendosi al di fuori del perimetro dell'hangar. Questo spostamento, mirato a garantire la luce libera richiesta all'altezza di 9 metri, comporta ovviamente un aumento della luce reale, e allo stesso tempo migliora il flusso dei carichi.<sup>18</sup>

Il passaggio da una struttura formata da travi e pilastri orditi ortogonalmente tra loro a un sistema che sfrutta invece la continuità e la resistenza orizzontale dell'arco ribassato – cioè il passaggio da una struttura inflessa a una struttura spingente<sup>19</sup> – viene enfatizzato negli ulteriori sviluppi progettuali. Nervi comincia a inclinare anche i sostegni verticali posti sui lati corti dell'aviorimessa, ma soprattutto prova a immaginare un sistema di nervature incrociate a 45° per dare forma alla copertura. Dalla somma di questi nuovi ingredienti strutturali si ottiene una versione costituita da una tipologia a padiglione di 36 x 80 metri, in cui la copertura è formata da un'orditura di travi ad arco che scaricano, dal lato d'ingresso dei velivoli, su un

– Pier Luigi Nervi, Aviorimessa in cemento armato per l'Aeroporto di Ciampino, soluzione A, sezione trasversale (CSAC, Parma).

– Aviorimessa in cemento armato per l'Aeroporto di Ciampino, soluzione C, sezione trasversale (CSAC, Parma).



travone reticolare triangolare sorretto da un pilastro isolato, inclinato come tutti gli altri sostegni verticali.<sup>20</sup>

Sebbene Nervi perda il concorso di Ciampino (per il quale viene preferita una soluzione metallica) il processo di raffinazione subito dal progetto porta presto i suoi frutti. Nello stesso periodo si apre infatti la consultazione per due hangar del nuovo Aeroporto militare di Orvieto, per la quale Nervi e la sua impresa possono riutilizzare lo schema strutturale di Ciampino approfondendone l'ultima soluzione. Il nuovo progetto, accolto favorevolmente dai dirigenti del Demanio Aeronautico, presenta una pianta rettangolare di circa 110 x 36 metri (a quota 9 metri), con l'ingresso su uno dei due lati maggiori permesso da due grandi portoni di 55 metri ognuno. La copertura è composta da una volta a padiglione formata da una doppia orditura di travi ad arco in cemento armato (alte circa 1 metro per 10 centimetri di spessore), incrociate a 90° tra loro e a 45° rispetto al perimetro dell'hangar, con

inclinazione e interasse costanti, che formano in pianta un reticolato a maglie quadrate con un lato di 3,5 metri.

Se su tre dei quattro lati l'imposta degli archi è sostenuta da pilastri inclinati, la necessità di avere un fronte quasi completamente libero per l'ingresso dei velivoli rende necessario un sistema strutturale in grado di trasmettere i carichi all'unico pilone centrale previsto e ai due laterali: «È evidente però che il sistema portante così concepito è staticamente in equilibrio per quel solo complesso di forze (nel nostro caso peso proprio e sopraccarico uniformemente ripartito) per cui le risultanti dei carichi e delle azioni spingenti degli archi si vengono a trovare sulla superficie della volta che forma sistema resistente alle azioni stesse».<sup>21</sup> Per ottenere un'adeguata capacità di resistenza a carichi dissimmetrici e alla spinta del vento – particolarmente influente sui grandi portoni, posti sul piano verticale, ma anche sulla stessa copertura – si conferma quindi la necessità di una trave reticolare orizzontale appesa alla struttura della volta, che possa scaricare sui pilastri «quelle reazioni orizzontali che riportano in equilibrio il sistema di forze che si contrasta lungo gli archi».<sup>22</sup> Per le nervature viene prevista un'armatura ridotta, mentre la trave reticolare e il pilastro centrale sono armati in maniera consistente.

18

### Nervi e l'inadeguatezza della teoria

Nella mente di Nervi la struttura delle aviorimesse è quindi definita: egli ne comprende intuitivamente il funzionamento statico e può dimensionare ogni singolo elemento per procedere alla sua effettiva realizzazione. Nonostante ciò, la complessità del progetto richiede un'accurata verifica dimensionale, volta a assicurare la committenza (e il progettista stesso) ma anche ad assicurare una corretta valutazione e quantificazione dei materiali da impiegare in fase esecutiva, per ottimizzare pesi e costi. Allontanandosi dai consueti sistemi strutturali allora utilizzati per questo genere di strutture, per i quali esistevano formule di calcolo e schemi statici codificati, Nervi non è però in grado di dimostrare analiticamente la validità della propria intuizione. La soluzione proposta – di cui egli elenca dettagliatamente le ragioni<sup>23</sup> – appare infatti “senza precedenti”,<sup>24</sup> e per questo difficilmente calcolabile:

È evidente che la struttura così progettata raggiunge una complessità iperstatica tale da rendere impossibile un esatto studio teorico.<sup>25</sup>

Il problema dell'impossibilità di studiare il reale comportamento di una struttura attraverso un approccio teorico compare in diversi scritti nerviani degli anni Trenta, diventando una costante del suo pensiero. In *Scienza o arte dell'ingegnere?* (1931),<sup>26</sup> ad esempio, egli critica apertamente la possibilità di una «vera scienza dell'Ingegneria», elencando una serie di condizioni per le quali il calcolo si rende tutt'al più approssimativo e mai completamente esatto: la scarsa conoscenza del valore reale delle forze interne, cioè delle «solidarietà elastiche interne» dipendenti da vincoli e materiali, dell'effetto delle escursioni termiche, dei cedimenti impreveduti del terreno e così via.

E allora che valore possono avere quei numeri che si raggiungono dopo formule che trattano con esattezza cose inesatte, se non quello di indici di ordine di grandezza, di risultati di larga approssimazione da interpretarsi con un criterio tutto personale dove elementi di giudizio siano il sentimento e l'intuito, uniche facoltà capaci di valutare le cose non valutabili con metro e bilancia?<sup>27</sup>

La stessa posizione è ripresa da Nervi nel 1933 in un articolo su “Quadrante”. Dopo aver trattato questioni di economia e rendimento nella progettazione egli ribadisce la superiorità dell'intuito sull'analiticità del calcolo:

Non si possono fare regole se non di larghissima massima, e perciò l'opera dell'ingegnere ha sempre qualche cosa di assolutamente personale, frutto più dell'intuito che dell'anonimo ragionamento ... Troppo spesso si confonde l'ingegneria con i procedimenti matematici di calcolo che le sono propri e la espressione *buon calcolatore* o *buon matematico* è molte volte, e non solo da profani, confusa con quella di *buon ingegnere*.<sup>28</sup>

Le dichiarazioni di Nervi sono frutto di vent'anni di pratica professionale, durante i quali aveva avuto modo di capire che il cemento armato non poteva essere governato seguendo lo stesso registro utilizzato per i materiali “tradizionali” e quindi appoggiarsi esclusivamente a schematizzazioni teoriche, tra l'altro surclassate spesso dalle concrete esperienze di cantiere. Come quella, ad esempio, del Ponte del Risorgimento sul Tevere (1911), una delle prime grandi strutture ad arco ribassato a campata unica (100 metri di lunghezza con una freccia di 10 metri): costruito in cemento armato su progetto di François Hennebique (1842-1921) per celebrare i cinquant'anni dell'Unità d'Italia, come è noto il ponte fu oggetto di forti critiche da parte di molti studiosi (in particolare alcuni esponenti del mondo scientifico tedesco)<sup>29</sup> che non condividevano la cieca fiducia riposta dal francese nelle capacità di adattamento del nuovo materiale.<sup>30</sup> La *querelle* che si sviluppò intorno a questa opera è uno degli esempi più lampanti dello scontro tra il tentativo di stabilire una teoria strutturale generale che spiegasse razionalmente il comportamento statico del cemento armato (inseguita dal mondo accademico) e la realtà mostrata dai pionieristici e originali tentativi di applicazione, magari non sempre persuasivi ma spesso vincenti. Il più famoso apostolo della seconda categoria fu proprio Hennebique, il cui successo dipendeva, oltre che dalle sue incredibili capacità imprenditoriali, dalla semplicità del metodo di calcolo da lui proposto, «banale nelle ipotesi e nelle operazioni matematiche»<sup>31</sup> ma straordinariamente pratico. Tra i numerosi tentativi di dare consistenza teorica a tali intuizioni si possono invece citare quelli di Edmond Coignet e Napoléon de Tédesco, Bach, Sanders, Anton Spitzer, De Mazas, Paul Neumann, Resart, Mandl, Lefort, Josef Melan, Armand Considère, Max Ritter von Thullie, Ostenfeld eccetera.<sup>32</sup>

Un altro chiaro esempio delle ragioni e delle contraddizioni insite nelle due posizioni è rintracciabile nei primi tentativi di dare uno spessore normativo all'utilizzo del cemento armato all'inizio del secolo. In un'Europa che vedeva fiorire un numero sempre maggiore di brevetti e di manuali,<sup>33</sup> ma anche un gran numero di disastri edilizi provocati dall'atteggiamento superficiale e imprudente di molti imprenditori inclini a risparmiare sulla qualità del calcestruzzo e sulla quantità di armature, appariva urgente dotarsi di una regolamentazione rigida e condivisa, almeno a livello nazionale. Tuttavia questo obiettivo conteneva in sé non pochi

19

dilemmi: quali modelli di calcolo potevano essere considerati veramente attendibili? Come comportarsi con i calcoli di Hennebique? E sul piano deontologico: se il regolamento annullava ogni responsabilità personale, che ruolo avrebbe assunto l'ingegnere? A questo proposito è interessante e riassuntiva la posizione di Giulio Revere:

Noti essendo per la scienza delle costruzioni i limiti ammissibili per lavoro unitario dei due materiali ferro e cemento, allo stato attuale delle nostre nozioni teoriche, non è esatto che i sistemi di calcolo sieno basati su leggi note della statica, su principi scientifici inoppugnabili ... Per le opere in cemento armato, anche avendo fissati i carichi di sicurezza del metallo e del cemento, parecchie sono le vie che sono state escogitate per giungere alla determinazione delle dimensioni della struttura, e non è da credere che esse conducano a risultati leggermente diversi; vi possono essere notevoli differenze, né un sistema di calcolo deve ritenersi più o meno scientifico, più o meno empirico dell'altro. Sono tutti a nostro parere empirici, e se qualche metodo ha avuto la sanzione di studiosi eminenti ed è stato dichiarato il preferibile da qualche associazione italiana ed estera, gli è forse per la sua semplicità, per la sua chiarezza didattica, per l'uniformità che ha coi calcoli comuni della Scienza delle costruzioni come è avvenuto nel calcolo indicato dal Christophe ... Ma non è da credersi che esso abbia una veste scientifica speciale, tanto che l'Hennebique usa forme e calcoli differenti, e così pure altri non meno valenti costruttori ... Siamo del parere che anche nelle opere delle amministrazioni pubbliche si potrà disciplinare tutto quello che si vuole, ma non il sistema di calcolo delle strutture in cemento armato.<sup>34</sup>

20

Inoltre, se nel campo dell'edilizia corrente (in particolare nell'edilizia residenziale pubblica) la diffusione a tappeto del cemento armato condusse nei decenni successivi a introdurre rapidamente manuali pratici, abachi, tabelle, prontuari, nuovi regoli logaritmici calcolatori e verso la fine degli anni Venti anche le prime "calcolatrici" meccaniche,<sup>35</sup> per le grandi strutture questi strumenti si mostravano del tutto insufficienti, rendendo necessari ben altri tipi di approccio.

Tra le tante posizioni sviluppatesi in Europa, in Italia cominciò ad emergere quella di uno degli eredi della metodologia operativa di Hennebique: il piemontese Arturo Danusso. Nato a Priocca d'Alba nel 1880, Danusso entrò in contatto con la teoria e la pratica del cemento armato molto presto, prima durante gli studi a Torino alla scuola di Camillo Guidi (1853-1941) – uno dei primi a tenere lezioni universitarie sul cemento armato, nel 1900 –<sup>36</sup> e successivamente nell'impresa di Antonio Porcheddu (dal 1903 al 1915), uno dei primi concessionari Hennebique in Italia. Danusso ebbe quindi modo di conoscere personalmente il *modus operandi* dell'imprenditore francese, e pur invitato alla prudenza da Guidi, il giovane ingegnere ne fu immediatamente conquistato, come ricorderà lui stesso molti anni dopo:

Avevo appreso a scuola che, postulata la parentela fra forze e deformazioni, dovevano imprescindibilmente verificarsi l'equilibrio delle forze e la congruenza delle deformazioni. Invece in quel codice, il legislatore si muoveva con una inconsueta e sorprendente libertà: della congruenza sembrava non preoccuparsi affatto, e dell'equilibrio fino ad un certo punto.<sup>37</sup>

Negli anni successivi, che portano a Danusso importanti riconoscimenti professionali e accademici, la lezione di Hennebique non viene dimenticata: la "libertà" ammirata nella sua opera contribuisce infatti a spingerlo verso il superamento dell'impalcato teorico tradizionale che, muovendosi prevalentemente nei limiti della perfetta elasticità, non poteva riferirsi in modo appropriato al comportamento

del cemento armato. Se sul versante teorico questo discorso tragherà Danusso, e non solo lui,<sup>38</sup> nel campo d'indagine delle deformazioni plastiche,<sup>39</sup> uno degli ambiti in cui egli riscosse maggior successo fu quello empirico-sperimentale, eletto come strumento principe per indagare il reale comportamento delle strutture. Infatti «costruire significa operare nella realtà, e se la realtà è – come ogni giorno ci appare dalle esperienze fisiche – estremamente complessa e concatenata, ... la scienza, per la povertà dei suoi strumenti, è costretta a procedere a furia di limitazioni e di semplificazioni, lasciando fra sé e la realtà un abisso».<sup>40</sup> Per questo occorre osservare la natura da vicino, con attenzione e pazienza, in modo da cogliere quanto non può essere dogmatizzato all'interno della "suppellettile teorica".<sup>41</sup>

### La nascita della modellazione strutturale in Europa: da Galileo a Eduardo Torroja

Per Danusso questa strada doveva passare necessariamente attraverso la sperimentazione su modelli tridimensionali che riproducessero non soltanto la geometria del prototipo ipotizzato in fase di progetto (come ad esempio accade in un modello "architetonico"), ma anche buona parte delle sue caratteristiche fisiche e meccaniche, per potere così disporre di un concreto oggetto di studio sul quale verificare la correttezza degli assunti di partenza.

I procedimenti di indagine sperimentale nel campo delle costruzioni erano, almeno dai tentativi di Galileo Galilei<sup>42</sup> (1564-1642) e senza dimenticare quelli di Leonardo da Vinci<sup>43</sup> (1452-1519), pratica assai comune, e nei secoli successivi si intensificarono gradualmente. Tra Seicento e Settecento, ad esempio, si possono ricordare le fondamentali ricerche di Robert Hooke (1635-1703); le prove su modelli in gesso condotte dal francese Augustin Danyzy (1698-1777) sulla statica degli archi; quelle di René-Antoine Ferchault de Réaumur (1683-1757) sul ferro e l'acciaio; i metodi sperimentali messi a punto da Petrus van Musschenbroek<sup>44</sup> (1692-1761) eccetera.<sup>45</sup> Dalla seconda metà dell'Ottocento sarà però proprio l'ingresso del cemento armato a dare un impulso decisivo a questo tipo di approccio. Le prove su travi e solette di Koenen e Bach in Germania; di Cottancin, Hennebique e Freyssinet in Francia; di Robert Maillart in Svizzera; di Hyatt negli Stati Uniti; di Porcheddu in Italia eccetera<sup>46</sup> rappresentano infatti il tentativo di comprendere e dominare un materiale disomogeneo di cui ancora si conosceva poco. Ciò a cui pensava Danusso, all'inizio degli anni Trenta, era però qualcosa di diverso: spingersi oltre l'analisi delle singole componenti di una struttura per approdare a un'analisi sintetica dell'opera intera.

Da troppo tempo lo studio sperimentale attinente alla resistenza delle costruzioni si limitava quasi esclusivamente ai saggi su campioni dei materiali. Saggi estremamente necessari per la visione della realtà, ma non affatto sufficienti per interpretarla nel suo quadro completo. ... Pretendere di ridurre lo studio sperimentale ai saggi sulle singole membra di quell'organismo e di completarne la conoscenza attraverso la previsione teorica, significa dimenticare che la teoria è costretta dalle incertezze sui dati del problema, e dalla insufficienza, o dall'eccessiva complicazione dello strumento matematico, a schematizzare il problema in modo tale da oscurarne spesso la parte migliore e più interessante ai fini della giusta interpretazione del comportamento organico della costruzione.<sup>47</sup>

21



Per ovvie ragioni tale proposito implicava che i modelli non fossero costruiti in scala 1:1 ma in scala ridotta, con una notevole complicazione dei rapporti fisici tra le grandezze agenti sul prototipo e quelle del modello.

Già nell'Ottocento si possono rintracciare esempi significativi di prove eseguite su modelli in scala ridotta<sup>48</sup> – come quelle di L.C. Boistard all'inizio del secolo su archi in muratura;<sup>49</sup> di Raucourt su una volta in mattoni forati in scala 1:2, edificata presso l'Arsenale di Tolone nel 1819;<sup>50</sup> le prove di Robert Stephenson e William Fairbairn su modelli in scala 1:6 della struttura del Conway Bridge e del Britannia Bridge (1846-1850)<sup>51</sup> e le geniali intuizioni di William Froude (1810-1879) nel campo dell'ingegneria navale<sup>52</sup> – ma bisognerà attendere l'inizio del secolo successivo per ottenere una sistematizzazione scientifica di questa complicata tecnica. I problemi sorgevano dal fatto che i rapporti dimensionali (chiamati *rapporti di similitudine*) tra le grandezze fisiche in oggetto non possono essere governati in modo proporzionalmente lineare, come invece si può fare per le grandezze geometriche (ad esempio nella riduzione di un disegno da una scala ad un'altra).

Il problema degli effetti relativi al cambio di scala era già intuitivamente noto a Leonardo, Galileo, Hooke, Newton<sup>53</sup> e molto prima di loro a Vitruvio, che nel libro X del suo *De Architectura* racconta le vicende di Callia, architetto inventore del modello di una macchina capace di neutralizzare le torri usate per assediare le città. Quando il re Demetrio Poliorcete mise sotto assedio Rodi con una gigantesca torre, a Callia fu chiesto di trasformare il suo modello in una macchina reale proporzionata alla torre di Poliorcete, ma egli fu costretto a dichiarare la sua impotenza.

Non enim omnia eisdem rationibus agi possunt, sed sunt aliqua, quae exemplaribus non magnis similiter magna facta habent effectus; alia autem exemplaria non possunt habere, sed per se constituuntur: nonnulla vero sunt, quae in exemplaribus videntur veri similia, cum autem crescere coeperunt, dilabuntur.<sup>54</sup>

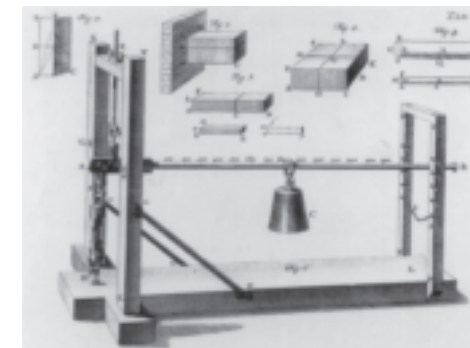
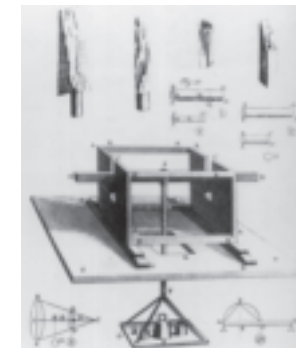
Il modello di Callia apparteneva all'ultima categoria: quella dei modelli che, se ingranditi, crollano rovinosamente.

Una teorizzazione ufficialmente condivisa delle leggi di similitudine e dei relativi effetti di scala verrà cristallizzata soltanto intorno al 1914: in questa data infatti viene pubblicato il  *$\pi$  theorem*<sup>55</sup> dell'americano Edgar Buckingham (1867-1940), che rappresenta un decisivo passo verso la determinazione scientifica delle condizioni necessarie per non invalidare la similitudine tra modello e prototipo, aprendo la strada alla preparazione e alla sperimentazione di modelli strutturali in scala ridotta.

Per chiarezza occorre fare un piccolo inciso. Quelli che d'ora in poi definiremo “modelli strutturali” – per ben differenziarli dai “semplici” modelli utilizzati per studiare, restituire tridimensionalmente o presentare l'aspetto “esteriore” di un progetto – sono modelli fisici (cioè non virtuali) che corrispondono all'opera da realizzare non soltanto dal punto di vista geometrico ma anche rispetto ad altri tipi di grandezze, influenti per l'analisi del loro comportamento statico.<sup>56</sup> Questi rapporti sono governati da quella che viene definita “teoria dei modelli”,<sup>57</sup> per la quale due sistemi (nel nostro caso il modello e il suo prototipo di riferimento) si dicono fisicamente simili qualora, esistendo la corrispondenza geometrica tra i punti dei due sistemi, le grandezze della stessa natura fisica abbiano nei punti corrispondenti rapporto costante. La completa similitudine è raggiunta quando i rapporti adimen-

“Il problema di Galileo” sulla resistenza a rottura di una trave a mensola caricata d'un peso alla sua estremità libera, da Galileo Galilei, *Discorsi e dimostrazioni matematiche, intorno a due nuove scienze attenenti alla meccanica e i movimenti locali*, Leiden 1638.

Petrus van Musschenbroek, strumenti per misurare la resistenza dei materiali, da *Dissertationes Physicae Experimentales et Geometricae*, Leiden 1729.



sionali tra le grandezze che caratterizzano il problema assumono nel modello l'identico valore numerico che presentano nel prototipo.<sup>58</sup>

Per rendere un modello strutturale funzionale all'analisi preventiva del comportamento statico dell'opera reale è dunque necessario riprodurre su di esso – sempre rispettando le leggi di similitudine – quelle azioni che andranno ad agire sul prototipo (peso proprio, azione del vento, azioni sismiche eccetera) con speciali macchine o con espedienti di laboratorio di vario genere, e simultaneamente rilevare attraverso strumenti specifici gli effetti che esse producono.

La disponibilità di tali strumenti rappresenta un'ulteriore discriminante per lo sviluppo degli studi sperimentali su modelli: fino alla seconda metà del XIX secolo infatti i mezzi a disposizione non consentivano misure locali, e quindi le analisi rimanevano limitate alla lettura delle frecce causate dagli sforzi simulati.<sup>59</sup> Tra gli

strumenti di misura più comunemente utilizzati nel XX secolo si possono ricordare i flessimetri (per la misura delle deformazioni globali delle strutture), i clinometri (per la misura della rotazione o dell'inclinazione delle sezioni) e gli estensimetri (per la misura diretta delle deformazioni locali), che sono i più importanti.<sup>60</sup> Ottenuti i risultati riferiti al modello, questi devono quindi essere elaborati in modo da risalire, con un procedimento inverso, dal comportamento del modello a quello della struttura reale. L'insieme di questi procedimenti diventa l'oggetto della "modellazione strutturale" (*structural modeling*).<sup>61</sup>

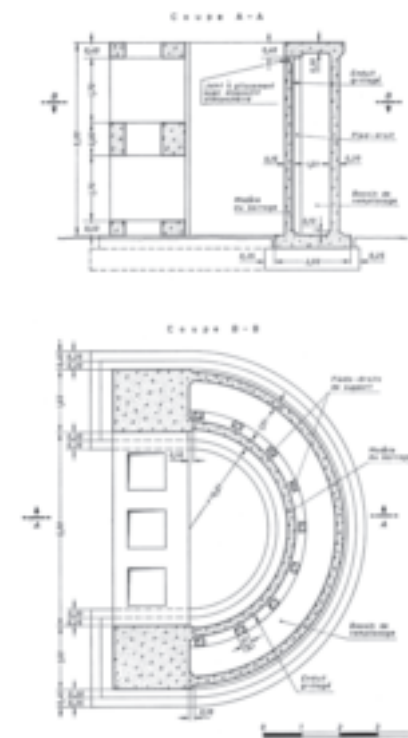
Dall'inizio del secolo scorso le tecniche sperimentali su modelli strutturali si sono progressivamente evolute, giungendo a differenziare numerose metodologie di analisi. Rimandando alla bibliografia specifica per una classificazione approfondita,<sup>62</sup> ai fini del presente studio è possibile riassumere tali metodi in tre gruppi particolari. Il primo include i problemi elastici piani, e in particolare il metodo fotoelastico: questo si basa sul fenomeno della birifrangenza accidentale del vetro compresso, scoperto all'inizio del XIX secolo dallo scozzese David Brewster (1781-1868) e approfondito nei decenni successivi fino a diventare, nel Novecento, uno dei metodi sperimentali più diffusi in Europa.<sup>63</sup> Il secondo gruppo riguarda i problemi strutturali tridimensionali e si serve di misurazioni estensimetriche dirette sul modello, il quale può essere confezionato anche con materiali diversi da quelli previsti per il prototipo a patto che essi siano omogenei, isotropi ed elastici. Se i primi due gruppi sono atti a funzionare prevalentemente in campo elastico, mantenendo ferme le ipotesi fondamentali postulate dalla teoria (continuità, omogeneità, isotropia, elasticità e legge di Hooke), il terzo si basa invece sul tentativo di indagare il comportamento delle strutture – specie quelle in calcestruzzo, semplice o armato – anche oltre tali limiti. Per fare ciò è necessario ricorrere a modelli strutturali a larga scala in materiali simili a quelli della costruzione reale, idonei quindi per essere portati oltre le condizioni d'esercizio e fino alla rottura.<sup>64</sup>

Nei primi decenni del Novecento le basi teoriche offerte dall'analisi dimensionale e l'utilizzo sempre più diffuso di un materiale dal comportamento "misterioso" come il cemento armato provocarono le prime rilevanti sperimentazioni su modelli strutturali, in scala al vero o ridotta.

I casi più noti di ricerche sperimentali su modelli all'inizio del XX secolo sono riferiti alle grandi opere di ingegneria civile, come dighe e ponti. Negli Stati Uniti, in particolare, sono da citare le ricerche eseguite per la diga ad arco di Stevenson Creek (su modello in cemento in scala 1:12, portato fino a rottura) nel 1926-1928; per la diga di Gibson (modello in scala 1:68) nel 1926-1929 e per la Boulder Dam (oggi Hoover Dam), costruita nel 1930-1936 e verificata su tre modelli in scala 1:240, 1:180, 1:120.<sup>65</sup> In Italia uno dei primi casi noti è invece quello del modello di volta cilindrica sottile in calcestruzzo, alto tre metri, sottoposto a pressione idrostatica per verificare il comportamento statico degli archi che componevano le dighe a volta, fatto realizzare nel 1926 da Camillo Guidi a Torino in occasione della Mostra Internazionale di Edilizia tenutasi nel capoluogo piemontese.<sup>66</sup> A questo bisogna poi aggiungere le esperienze di poco successive condotte da Gustavo Colonnati con il metodo fotoelastico.<sup>67</sup>

Allontanandoci dal settore specifico delle dighe, in Europa fu decisiva l'attività sperimentale condotta da Franz Dischinger (1887-1953) e Ulrich Finsterwalder

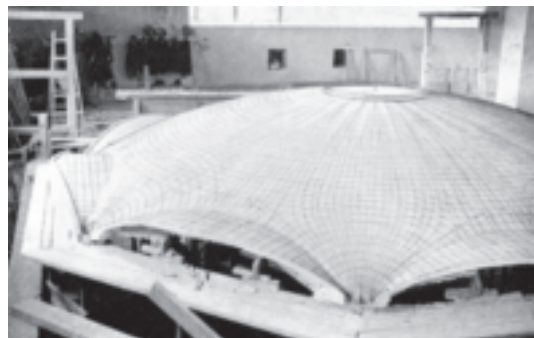
— Camillo Guidi, modello di diga e delle apparecchiature sperimentali, 1926 ca.



— Robert Maillart, prove di carico su una soletta in cemento armato, Zurigo, 1908.







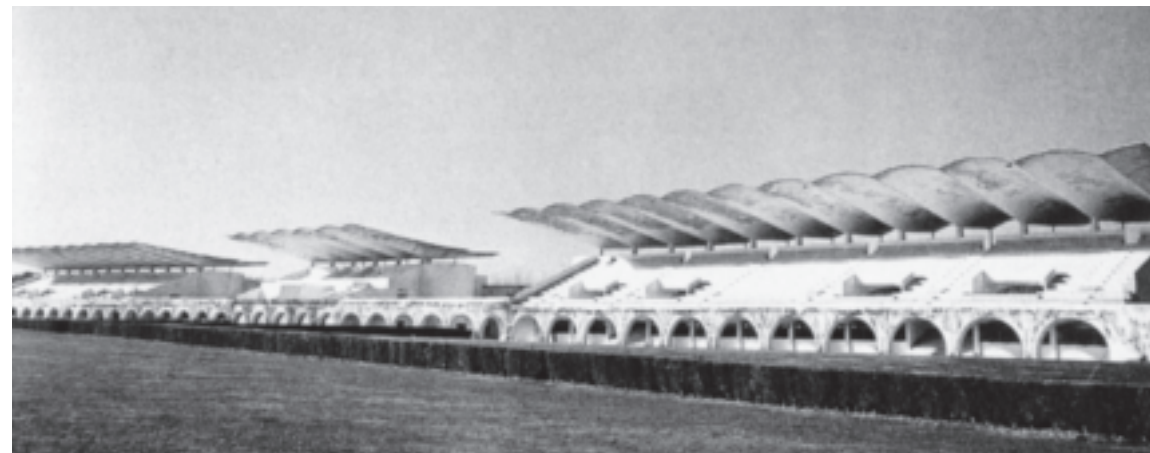
(1897-1988). Tra i primi ad affrontare il tema delle volte sottili in cemento armato, negli anni Venti essi condussero fondamentali esperimenti su modelli in scala reale e ridotta, realizzando opere come il mercato di Lipsia (1928-1929), caratterizzato da due volte a padiglione ottagonali formate da superfici cilindriche, con un diametro di 75 metri per uno spessore di 10 centimetri.<sup>68</sup>

Tra i primi pionieri nella ricerca sistematica nel campo delle tecniche di modellazione strutturale si distinse, all'inizio del decennio successivo, lo spagnolo Eduardo Torroja y Miret (1899-1961). Nel 1933 infatti il celebre ingegnere, trovandosi alle prese con il difficile calcolo della copertura del Gran Mercado di Algeciras (progettato con l'architetto Manuel Sánchez Arcas) fondò a Madrid l'ICON (Investigaciones de la Construcción S.A.), un'impresa privata per ricerche sperimentali legate alle costruzioni. La struttura del mercato, caratterizzata da una calotta sferica di 47,6 metri di luce in appoggio su otto supporti collegati da un anello poligonale post-teso, fu così calcolata accompagnando il calcolo teorico con lo studio di un modello in scala 1:10, che diede un impulso decisivo al proseguimento di queste esperienze.

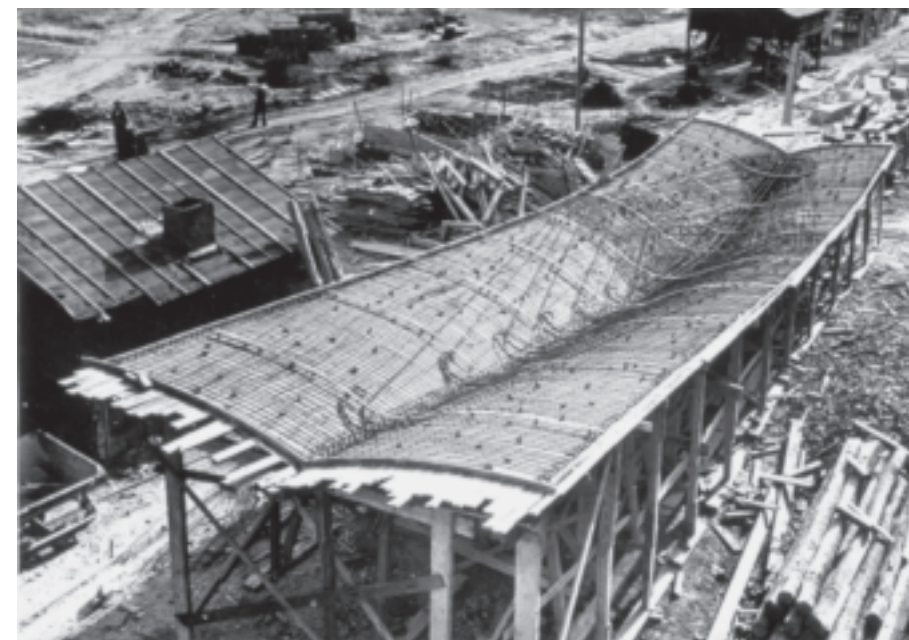
Nella *Memoria* relativa a questo progetto, conservata oggi al CEHOPU di Madrid, Torroja esprime chiaramente la necessità di procedere a una verifica sperimentale, data la difficoltà nell'affrontare il problema esclusivamente per via matematica. Pur individuando le equazioni adatte a risolvere il quesito statico, l'ingegnere rimarca infatti come la loro complessità rendeva il processo di calcolo «praticamente casi inabordable», e che in ogni caso anche tali equazioni complesse non potevano tenere in conto tutte le variabili del problema, per esempio le deformazioni non elastiche agenti nel cemento.<sup>69</sup> Parole che ricordano da vicino quelle scritte da Nervi negli stessi anni.<sup>70</sup>

La Spagna offrirà terreno fertile all'attività di Torroja. Nel 1934 nasce infatti l'idea di creare un organismo per il progresso nel campo della costruzione e dei materiali: viene così fondato a Madrid l'Instituto Técnico de la Construcción y la Edificación (ITCE), prima organizzazione creata in Spagna in questo settore. I primi lavori si svolgono in Calle de Marqués de Cubas, e nel 1946 l'Istituto si amplia per trasferirsi poi in Calle de Ruiz de Alarcón. Nel 1949, su decisione del Patronato Juan de la Cierva, Torroja (che era direttore dell'ITCE) viene anche nominato direttore dell'Instituto del Cemento, e i due istituti sono fusi insieme nell'Instituto Técnico de la Construcción y del Cemento. La fusione provoca un

— Eduardo Torroja e Manuel Sánchez Arcas, Mercato di Algeciras, 1933-1935.  
— Eduardo Torroja, modello in scala 1:10 in microcalcestruzzo del Mercato di Algeciras, 1934.



— Eduardo Torroja, Tribuna dell'Ippodromo de la Zarzuela a Madrid, 1935-1941.  
— Prototipo in scala al vero di un modulo della copertura delle tribune dell'Ippodromo de la Zarzuela a Madrid, durante il confezionamento e le prove di carico, 1935.

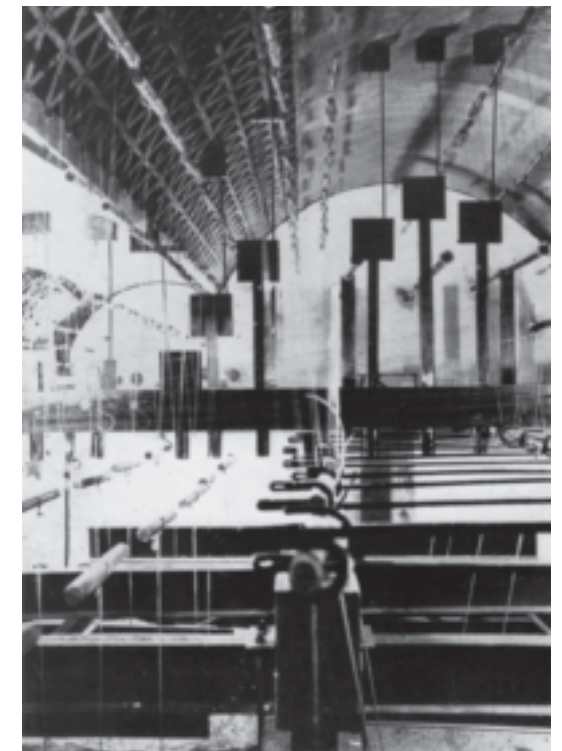
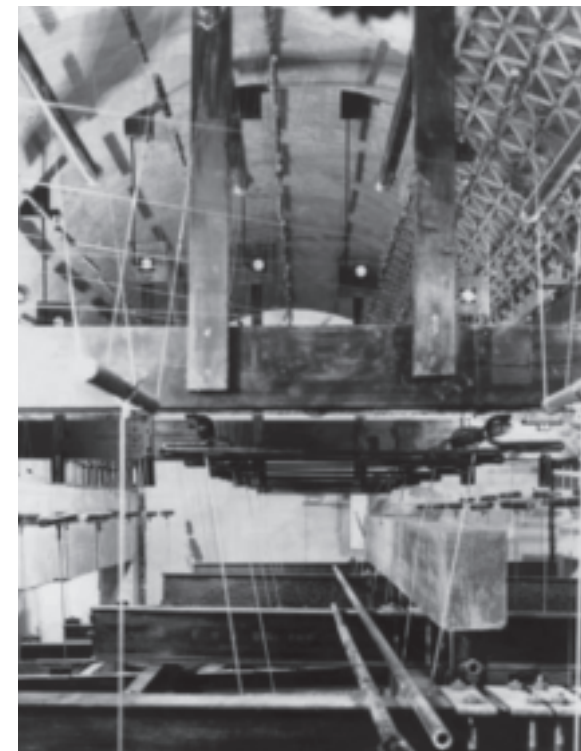
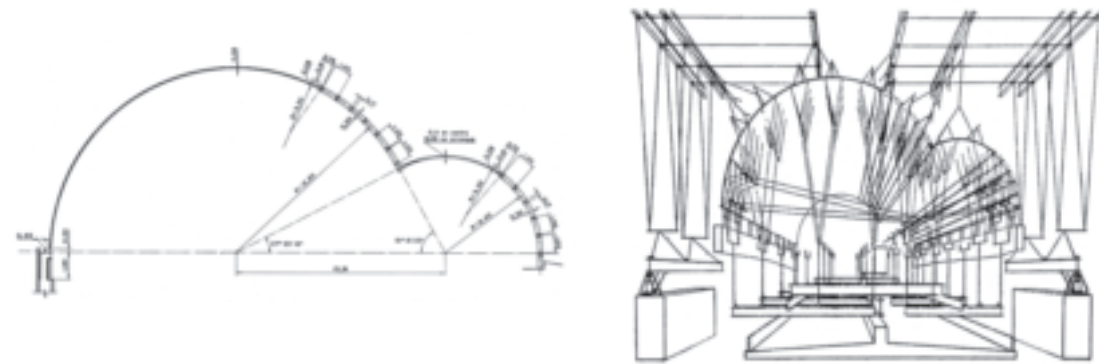
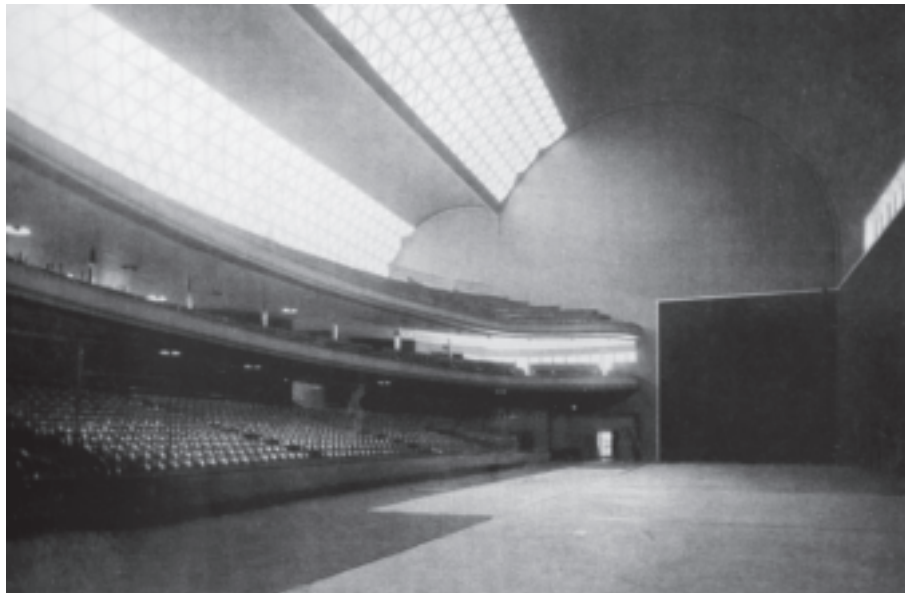
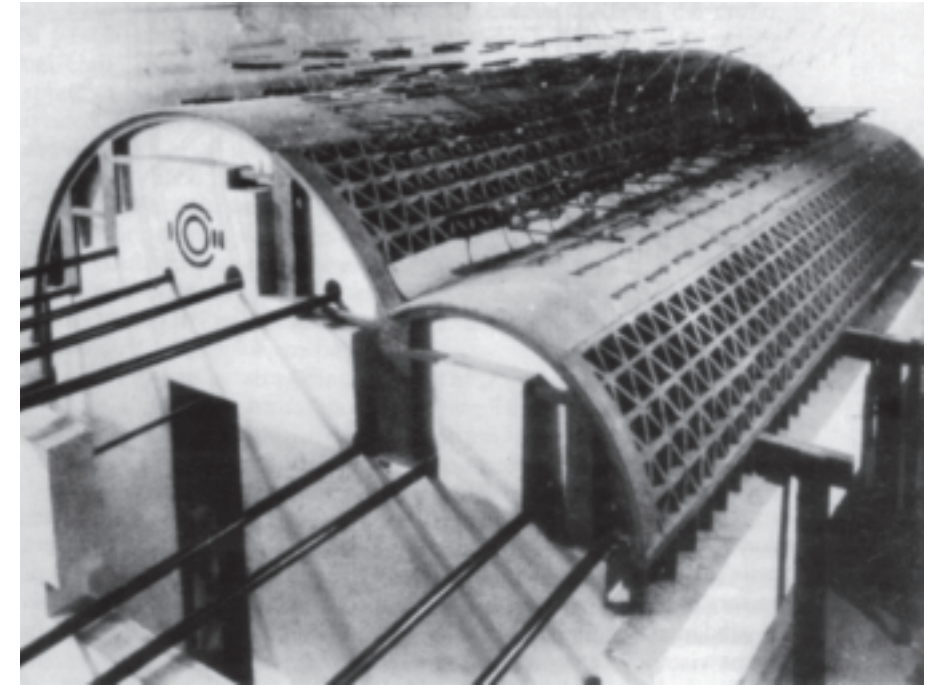






— Eduardo Torroja e Secundino Zuazo, veduta del cantiere e interno del Frontón Recoletos, Madrid, 1935 (da J.A. Fernández Ordóñez, J.R. Navarro Vera, *Eduardo Torroja Ingeniero*, Pronaos, Madrid 1999, p. 71).  
 — Eduardo Torroja e Secundino Zuazo, Frontón Recoletos, sezione trasversale e schema di funzionamento del modello in scala 1:10 in microcalcestruzzo della copertura del Frontón Recoletos (*ibidem*, pp. 133, 74).

— Eduardo Torroja, dettagli del modello in scala 1:10 in microcalcestruzzo della copertura del Frontón Recoletos, 1935.



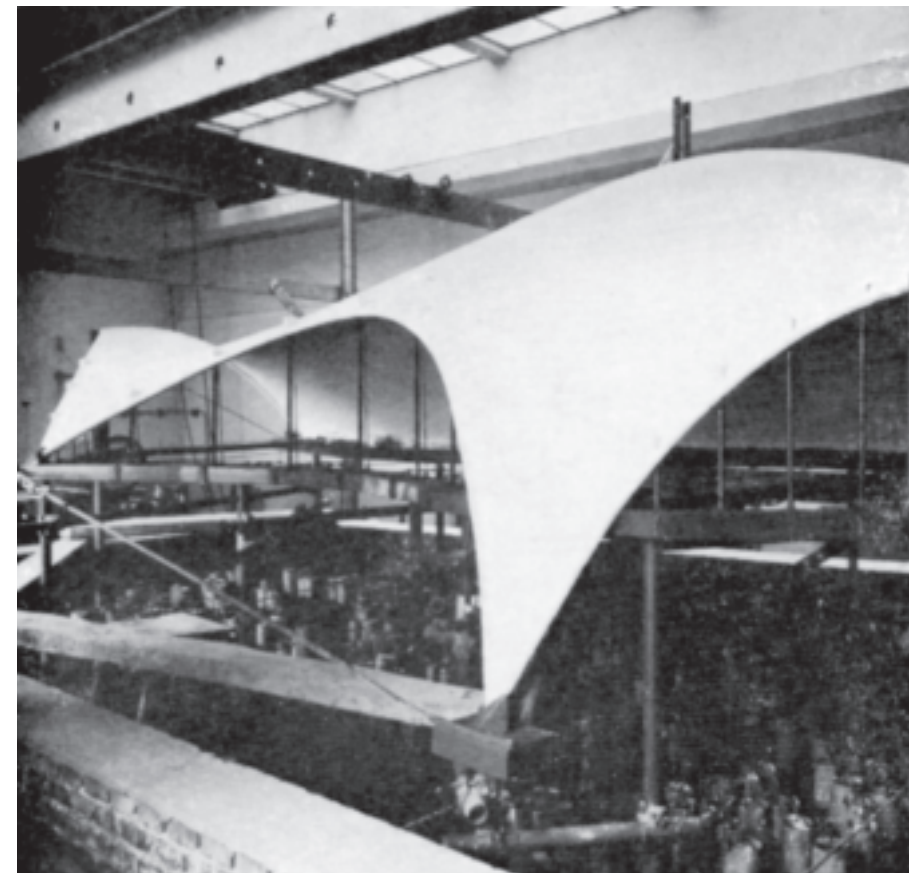
ampliamento in una nuova sede, al quale corrisponde anche un'importante attività editoriale: alla fine degli anni Quaranta nascono infatti diverse riviste specialistiche, come "Informes de la Construcción" (maggio 1948), il "Boletín de Últimos Avances en Materiales de Construcción" (giugno 1949), "Últimos Avances Técnicos en Edificación" (ottobre 1949) e il "Boletín de Información". Una volta acquisita notorietà nazionale, si decide di trasferire l'Istituto nella zona di Chamartín, in un nuovo complesso: i lavori cominciano nell'aprile 1951 e dureranno 23 mesi. Nel luglio del 1953 si effettua dunque il trasferimento nella sede attuale, conosciuta come "Costillares", e l'8 gennaio 1958 i locali e le attrezzature sono ufficialmente inaugurate dal Jefe del Estado Generalísimo Franco. Dopo la morte di Torroja, nel 1961, il nome di questo centro di ricerca diverrà Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento, in onore del suo fondatore e maggior rappresentante.<sup>71</sup>

Dal 1940 Torroja partecipò inoltre al rinnovamento del Laboratorio Central de Estructuras y Materiales de Construcción (LCEMC), annesso alla Escuela de Ingenieros de Caminos, all'interno del quale si sviluppò un'intensa attività sperimentale, soprattutto grazie al lavoro di Carlos Benito. La sezione "Modelos reducidos" del LCEMC condusse negli anni successivi centinaia di esperienze, tra cui troviamo ovviamente alcune opere di Torroja: ad esempio la copertura del Club Tachira a Caracas<sup>72</sup> e la copertura per l'Università di Tarragona,<sup>73</sup> entrambe testate nel 1957 su modelli in scala 1:12 sotto l'attenta guida di Benito; e casi particolari come il modello dell'Edificio de Oficinas Ron Bacardi S.A. a Santiago de Cuba.<sup>74</sup> Torroja diresse il Laboratorio fino alla sua morte.

È importante sottolineare come già negli anni Trenta l'ingegnere spagnolo dimostrasse una particolare attitudine verso l'utilizzo di grandi modelli strutturali confezionati con materiali simili a quelli del prototipo, ovvero i modelli che prima abbiamo inserito nel "terzo gruppo". Ne è un esempio, oltre a quello sopraccitato per il Mercato di Algeciras, il modello in microcalcestruzzo in scala 1:10 per la famosa copertura del Frontón Recoletos di Madrid (progettato con l'architetto Secundino Zuazo), testato nel 1935.<sup>75</sup> Esso merita particolare menzione: l'ardita struttura "ad ali di gabbiano", formata da una volta sottile cilindrica a due lobi disuguali con una luce di 55 metri nella direzione delle generatrici, presentava non pochi problemi per una risoluzione teorica del problema. Il calcolo della lamina fu quindi condotto seguendo la teoria flessionale dei gusci sottili cilindrici, messa a punto da Finsterwalder nel 1930 e applicata per la prima volta alla copertura del mercato di Budapest (1930, luce 40 metri), ma le notevoli differenze con le volte cilindriche realizzate da Dischinger e Finsterwalder resero necessaria la verifica sperimentale. Grazie alla precisione garantita dagli estensimetri e dai macchinari impiegati (prodotti dall'ICON), vennero testati separatamente i carichi dovuti a peso proprio, vento e neve, riprodotti attraverso un complesso sistema di funi e bilancini. Il modello fu sperimentato fino a collasso.

Negli stessi anni devono essere ricordate anche le prove sperimentali eseguite per la copertura delle tribune dell'Ippodromo de la Zarzuela a Madrid, avente uno sbalzo di 12,60 metri. Anche per questo progetto Torroja propose di realizzare un modello in scala ridotta, ma l'impresa di costruzioni Agroman E.C.S.A. si rese disponibile a realizzare il prototipo di un intero modulo della copertura in scala al

— Eduardo Torroja, modello in scala 1:12 della copertura del Club Tachira a Caracas, testato presso il LCEMC di Madrid, 1957.



vero, che fu portato fino a rottura. La scala reale permise inoltre di verificare anche il processo costruttivo da seguire.<sup>76</sup>

La lettura dei numerosi testi lasciati da Torroja, e in particolare di *Razón y Ser de los Tipos Estructurales*,<sup>77</sup> rivela come tra il suo pensiero e quello di Pier Luigi Nervi e Arturo Danusso vi siano numerosi punti di contatto. Sostenendo l'appartenenza alla sfera artistica del processo creativo attraverso il quale le costruzioni vengono concepite, lo spagnolo – che si distinse anche come fine matematico – segregava infatti lo studio teorico nel ruolo di controllore di forme e proporzioni assegnate preventivamente dall'intuizione. Assodato che «alla creazione non si può giungere per via deduttiva, attraverso ragionamenti di carattere logico»,<sup>78</sup> egli affidava al calcolo il ruolo di "semplice" tecnica operativa, capace al massimo di apportare qualche ritocco per garantire la capacità resistente dell'opera.<sup>79</sup> Un punto di vista molto vicino ai concetti espressi da Pier Luigi Nervi e da Arturo Danusso: «Le opere non nascono infatti mai da un calcolo; ed è invece la scelta della soluzione strutturale che determina il tipo di calcolo da eseguire».<sup>80</sup>

Sempre in Spagna si deve poi citare l'opera di Carlos Fernández Casado (1905-1988), che dagli anni Trenta si interessò alla sperimentazione su modelli in laboratorio.<sup>81</sup>



### Il Laboratorio "Prove modelli e costruzioni" del Regio Politecnico di Milano

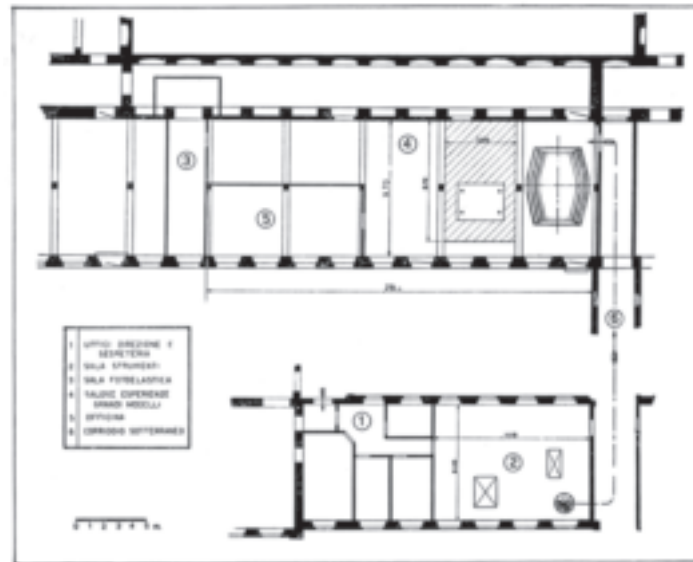
Quasi contemporaneamente al pionieristico esordio di Torroja, nel 1930 in Italia Arturo Danusso fondava il Laboratorio "Prove modelli e costruzioni",<sup>82</sup> annesso all'Istituto di Scienza delle Costruzioni<sup>83</sup> del Regio Politecnico di Milano, con l'esplicito fine di sviluppare ricerche sperimentali su modelli in scala ridotta. La creazione di questo piccolo centro fu possibile grazie a un contributo iniziale della S.A. Italcementi (ottenuto grazie all'on. Antonio Pesenti),<sup>84</sup> al quale si aggiunsero finanziamenti da parte della fabbrica di cementi Montandon e di altri industriali, mentre il suo mantenimento sarà permesso dalle entrate percepite in relazione alle prove eseguite per enti pubblici, istituti o privati.

Dopo circa due anni di incubazione, durante i quali vennero sistemati i locali, installati i primi macchinari e i primi strumenti di misurazione e istruito il personale, nel 1933 entrò ufficialmente in funzione la sezione dedicata alla fotoelasticità, e in seguito – nel 1935 – la sezione dedicata alle prove su grandi modelli.<sup>85</sup> Proprio attraverso un libretto sulla fotoelasticità, nel 1932 Danusso volle «dar notizia di un nuovo focolare di studio che il nostro Politecnico ha acceso accanto alla cattedra di Meccanica delle Costruzioni, col proposito di perseguire, nell'esperienza e nella teoria, i problemi che nascono quando si tenta di ridurre la distanza ancor grande, che separa le schematiche deduzioni del calcolo dalla visione concreta della realtà costruttiva».<sup>86</sup>

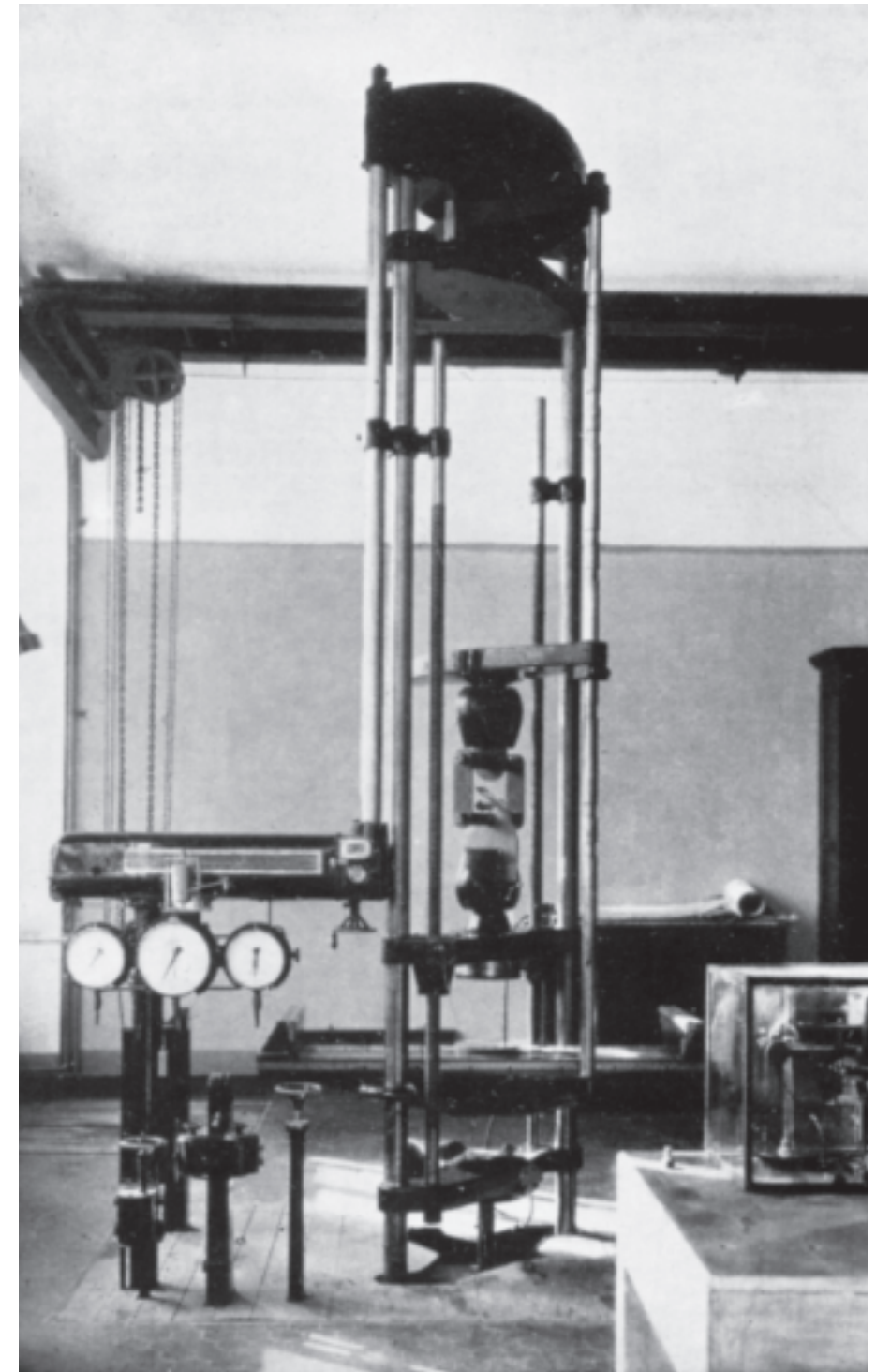
Le finalità tecnico-scientifiche del Laboratorio erano le seguenti:

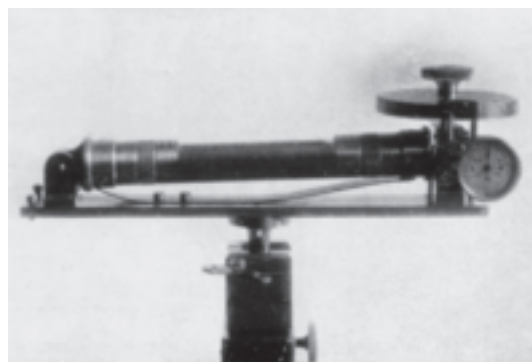
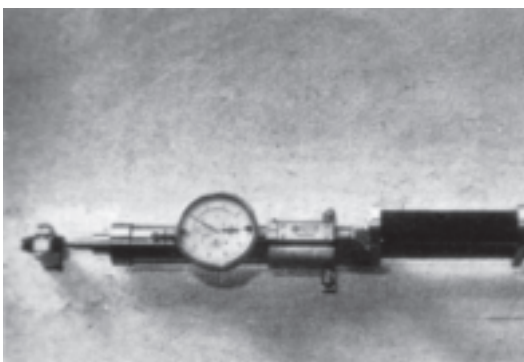
- a) indagini sperimentali su costruzioni esistenti od appositamente eseguite, onde avere elementi per riconoscere l'effettivo comportamento statico e per eventualmente raffrontarlo con quello che si desume dagli ordinari calcoli a cui la tecnica informa le valutazioni di progetto;
- b) studi sperimentali di strutture in laboratorio, agendo sopra *modelli* ridotti di esse, sia con apparecchi determinanti effetti globali, come gli influenzografi, sia con strumenti (estensimetri) o metodi speciali (fotoelasticità) che permettono lo studio, in regime elastico, delle defor-

— Laboratorio "Prove modelli e costruzioni" del Politecnico di Milano, pianta dei locali nel 1941.



— Laboratorio "Prove modelli e costruzioni" del Politecnico di Milano, sala macchine: la macchina universale per esperienze su elementi di strutture.



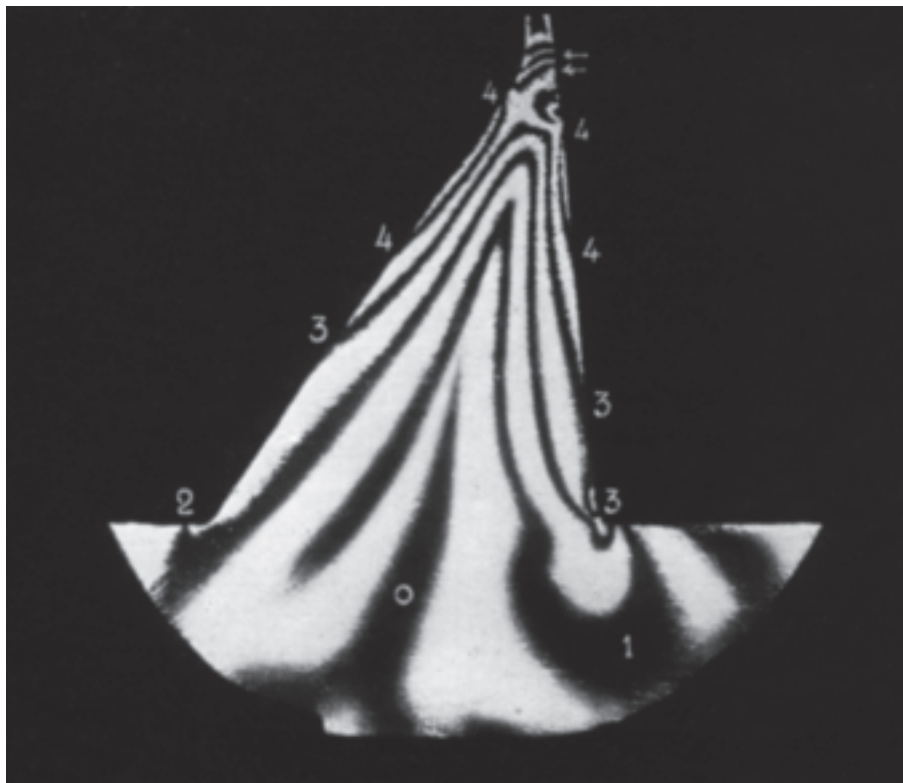


— Laboratorio “Prove modelli e costruzioni” del Politecnico di Milano, salone modelli: visione dell'impianto prove elementi di condotte forzate; la piccola officina; l'apparecchio per indagini quantitative delle sollecitazioni nelle strutture; impianto di flessigrafo nella struttura inferiore di un ponte metallico; estensimetro rimovibile; clinometro.

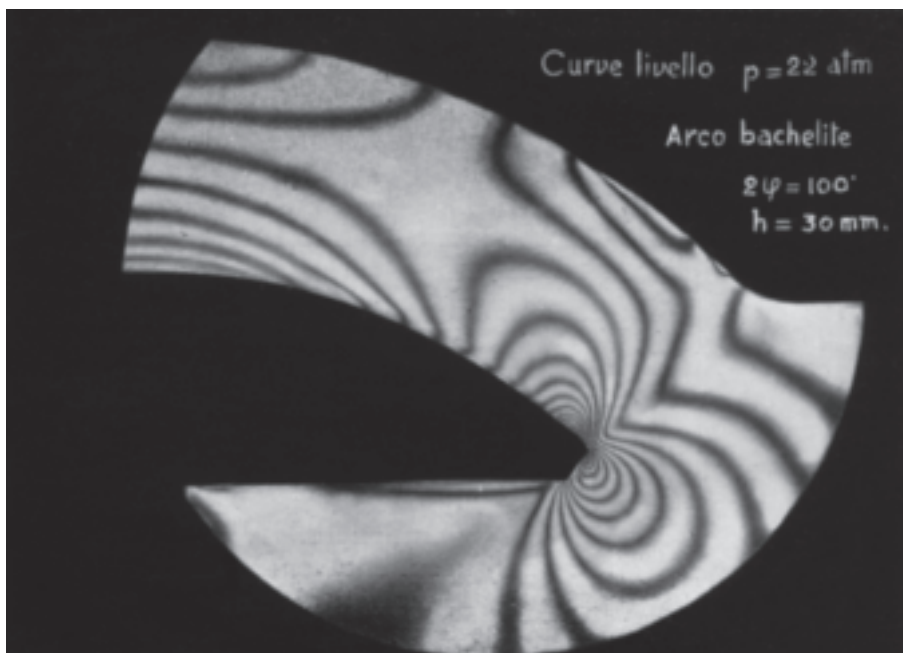
mazioni locali e delle tensioni che nei modelli stessi vengono a generarsi per effetto dei carichi o delle azioni esterne applicate. Tali ricerche consentono di indagare lo stato di sollecitazione sulle intere strutture, o in zone singolari di esse, con una approssimazione alla realtà che ben difficilmente può aversi per altre vie; c) ricerche sopra le caratteristiche di elasticità, plasticità, effetti nel tempo, ripetizione degli sforzi (fenomeni d'isteresi elastica) presentate da materiali sottoposti a determinate sollecitazioni tipiche, semplici o combinate. Ricerche dello stesso genere direttamente su elementi di strutture; d) studi sopra le azioni dinamiche: azioni d'urto sulle strutture e loro vibrazioni.<sup>87</sup>

Accanto a Danusso, nel laboratorio milanese cominciava a emergere la figura del suo brillante allievo Guido Oberti, il cui nome diverrà presto rinomato internazionalmente nel campo della modellazione strutturale. La sua formazione è solida ma eterogenea: nato a Milano nel 1907, Oberti si laurea nella stessa città come ingegnere industriale elettrotecnico nel 1929, si diploma alla Scuola di Specializzazione Cementi Armati (a pieni voti e vincendo il primo premio) e nel 1934 ottiene una seconda laurea con lode in Scienze Matematiche Applicate. Nel 1931 il giovane ingegnere viene assunto come assistente della cattedra di Scienza delle Costruzioni del Politecnico di Milano, tenuta allora da Danusso, e con lui comincerà a lavorare all'allestimento del Laboratorio “Prove modelli e costruzioni”, diventandone presto vicedirettore. Nel 1932 Oberti ha modo di cimentarsi con la sua prima rilevante indagine sperimentale, relativa al progetto della diga di Santa Giustina in Val di Non: l'imponente sbarramento, alto 140 metri, fu testato da Oberti ricorrendo al metodo fotoelastico, che comportò notevoli modifiche nel progetto esecutivo. Grazie alle sue molteplici competenze e ai frequenti viaggi di aggiornamento condotti tra gli anni Trenta e Quaranta,<sup>88</sup> Oberti assumerà presto incarichi in diversi settori: ad esempio diviene consulente delle Officine Galileo per lo studio degli strumenti di misurazione; nel 1935 è nominato membro della sottocommissione per lo studio delle vibrazioni nelle costruzioni civili presso il Consiglio Nazionale delle Ricerche; dal 1941 collabora insieme a Danusso alla creazione e allo sviluppo del “Laboratorio di Scienza delle Costruzioni e Resistenze Materiali” del Centro Nazionale delle Scuole Antincendi alle Capannelle a Roma (poi distrutto durante la guerra) e dal 1947 diviene consulente dell'Istituto “Ernesto Breda” di Milano per la sezione di fotoelasticità e di studio delle sollecitazioni dei materiali metallici. Anche sul versante accademico cominciano i successi: autore di parecchie pubblicazioni,<sup>89</sup> nel 1938 Oberti assume la libera docenza di Scienza delle Costruzioni e l'incarico della stessa materia presso la facoltà di Architettura del Politecnico di Milano. Tra i numerosissimi temi che toccherà durante la sua carriera, fondamentale rimane l'indagine sperimentale sulle dighe in cemento armato, filone che funzionò da traino per lo sviluppo della modellazione strutturale in Italia e all'estero. Il ricorso a modelli strutturali si sposava infatti particolarmente bene con questo genere di problemi: innanzitutto le difficoltà che si incontravano dal punto di vista teorico nel calcolo di geometrie così complesse potevano essere affrontate più agevolmente attraverso la riproduzione “fisica” della struttura in oggetto, e di conseguenza – data l'enorme quantità di materiale richiesta per tali opere – anche la minima ottimizzazione del sistema statico poteva generare ingenti risparmi economici. Come si può ben immaginare, fu in particolare quest'ultimo aspetto ciò che più avvicinò il mondo delle imprese a quello dei laboratori italiani in cui si stava sviluppando la modellazione strutturale.





... Laboratorio "Prove modelli e costruzioni" del Politecnico di Milano, curve di livello degli sforzi in una diga a gravità soggetta all'azione del ghiaccio; visione delle curve di livello degli sforzi in un arco.



### Nervi incontra Danusso: i modelli delle aviorimesse in cemento armato

La comune fiducia nelle potenzialità del cemento armato e il desiderio di oltrepassare le limitazioni imposte dalla sola teoria e dal puro calcolo resero inevitabile l'incontro professionale tra Danusso e Nervi, che avvenne nel 1935. In questa data il primo aveva appena inaugurato la sezione del Laboratorio "Prove modelli e costruzioni" dedicata ai grandi modelli, mentre il secondo era alle prese con il difficile compito di verificare la validità della sua proposta strutturale per le aviorimesse di Orvieto. Come ricorda Nervi:

Nel 1935 a Milano ebbi occasione di esporre al Prof. Arturo Danusso, che da qualche anno mi onorava della sua illuminante amicizia, le difficoltà in cui mi trovavo nel tradurre in calcoli particolareggiati, uno schema largamente iperstatico di grandi aviorimesse a struttura geodetica. Il Prof. Danusso mi parlò allora di alcune ricerche, che stava facendo nel laboratorio del suo Istituto di Scienza delle Costruzioni, dirette a definire le sollecitazioni interne di qualsiasi struttura mediante la misurazione delle deformazioni a mezzo di microestensimetri di alta sensibilità applicati a un modello che riproducesse in scala opportuna la struttura stessa. Alla mia domanda se il procedimento si potesse applicare, sia pure in ripetute fasi di ricerca alle varie membrature di una complessa struttura spaziale, ottenni una sua positiva risposta, cosicché entro poco tempo fu possibile procedere alla realizzazione di un modello in scala 1:20 [in realtà la scala utilizzata fu 1:37,5] in un materiale sintetico a modulo di elasticità noto e costante, per un ampio intervallo, e riproducente, con precisione da laboratorio, le dimensioni dei vari elementi della struttura quale risultavano dal mio progetto.<sup>90</sup>

La difficoltà del problema stava principalmente nel fatto che la struttura delle aviorimesse presentava un forte grado di iperstaticità interna, e di conseguenza era in pratica impossibile – salvo imbarcandosi nel difficile compito di impostare e controllare centinaia di equazioni – descriverne correttamente con i sistemi analitici di allora il panorama degli sforzi e delle deformazioni interni alla struttura, che inoltre avrebbero subito modifiche notevoli dopo la messa in opera a causa degli effetti termici e di ritiro. Più che calcolata, la volta era stata difatti "intuita":

Debbo chiarire che [le aviorimesse] erano state definite da calcoli orientativi derivati da ipotesi semplificative sulla cui base sarebbe stato molto imprudente passare alla fase realizzativa.<sup>91</sup>

Nel laboratorio di Danusso venne così costruito e collaudato, tra il 1935 e il 1936, un modello in celluloido<sup>92</sup> delle aviorimesse in scala = 1:37,5 (tale scala<sup>93</sup> fu scelta in dipendenza degli spessori delle lastre di celluloido disponibili e dell'entità delle prevedibili deformazioni). Su di esso si esaminò il comportamento statico in regime elastico della struttura, sotto l'azione del peso proprio e dei sovraccarichi accidentali: il compito primario era infatti quello di determinare le tensioni interne alla struttura e, nello specifico, di stabilire l'influenza dei sovraccarichi sulle deformazioni e paragonarne gli effetti con quelli prodotti dal solo peso proprio.<sup>94</sup> In questo caso il modello, che funzionava come una "macchina calcolatrice" degli sforzi,<sup>95</sup> può essere inteso come il corrispettivo analogico di un odierno modello virtuale di tipo numerico gestito al computer.<sup>96</sup>

I carichi agenti sul prototipo erano costituiti dal peso proprio dell'ossatura in cemento armato e dal peso della copertura, tavole più eternit.<sup>97</sup> Sul modello essi vennero simulati utilizzando pesetti tarati, sospesi a fili e agganciati ai nodi della struttura, e a ognuno di questi nodi venne impresso un carico equivalente a quello



che insisteva sulla rispettiva zona (di pianta quadrata con lato pari a circa 3,60 metri).<sup>98</sup>

Per i carichi accidentali si decise di limitarsi a considerare il caso più significativo, cioè quello della pressione statica esercitata dal vento contro i portoni con un'inclinazione di 10° sulla orizzontale, mentre sulla copertura venne considerata come influente solo la componente normale. Le prove furono eseguite attraverso 3 cicli di carico uguali, dai quali si dedussero le deformazioni sul modello,<sup>99</sup> e da queste si riuscirono dunque a ottenere le tensioni normali.<sup>100</sup> Spostando gli estensimetri ai lembi (inferiore e superiore) delle travi, si riuscirono poi a valutare anche le sollecitazioni assiali e di flessione in tutte le parti più significative della struttura.

Terminata la prima serie di prove si decise di procedere con una seconda serie di misurazioni in alcuni punti, aggiungendo al carico precedentemente considerato anche un carico applicato sui nodi corrispondenti al pilastro centrale e al relativo montante, per tenere conto dei maggiori pesi qui gravanti. In questa prova si modificò anche l'orditura reticolare della trave orizzontale di controvento. L'azione del vento, meno rilevante, fu valutata su un numero inferiore di punti.<sup>101</sup> Le prove furono seguite personalmente da Nervi:

Seguii, con un affascinato interesse, il lungo progresso delle prove e delle ripetute letture degli apparecchi sotto carico, che durarono complessivamente alcuni mesi, ma che alla fine ci fornirono l'analisi di tutte le aste, per ognuna delle quali si conosceva lo sforzo normale e il momento flettente. Verifiche semplici, quale il controllo tra la somma delle componenti verticali sugli appoggi e la totalità dei carichi verticali applicati, permettevano di confermare l'esattezza del metodo.<sup>102</sup>

Grazie alle prove, eseguite dal giovane Oberti sotto la guida di Danusso, lo schema strutturale trovò conferma, dimostrando l'efficacia di questa avanguardistica metodologia rispetto al calcolo:

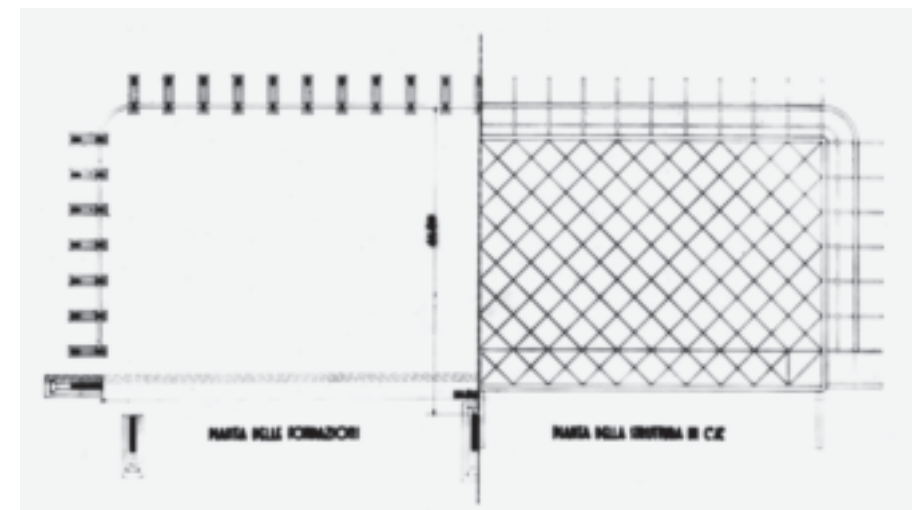
Anche qui il calcolo – come la materia dantesca – era sordo a rispondere. Non fu sordo il modello, anzi fu prezioso consigliere di utili adattamenti.<sup>103</sup>

Alla prima serie di aviorimesse seguì una seconda, che sulla base della stessa geometria ne vide mutare profondamente alcune caratteristiche. Studiate per Orvieto, Orbetello e Torre del Lago Puccini (Massaciuccoli) – in seguito a un nuovo concorso dell'Aeronautica Militare – e costruite tra il 1939 e il 1942, le aviorimesse della seconda serie si differenziavano soprattutto per il ricorso sistematico alla prefabbricazione che consentì un sensibile alleggerimento delle nervature,<sup>104</sup> ma anche per un'ulteriore semplificazione del sistema strutturale: la pianta venne infatti resa



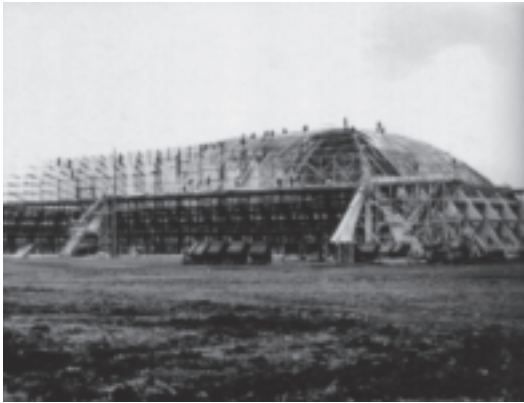
\_\_ Copertina di "Casabella Costruzioni", n. 124, aprile 1938.

\_\_ Pier Luigi Nervi, Aviorimesse in cemento armato (primo tipo), pianta delle fondazioni e della struttura in cemento armato. \_\_ Modello in celluloide dell'Aviorimesse di Orvieto al Politecnico di Milano, attrezzato per la determinazione degli effetti di peso proprio, 1935-1936.



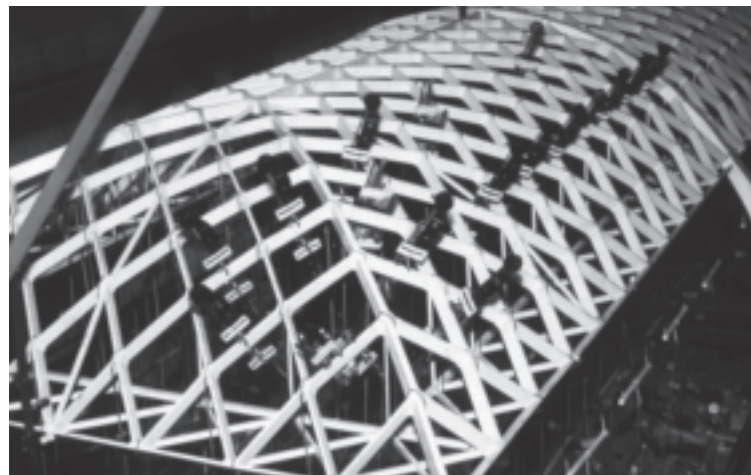
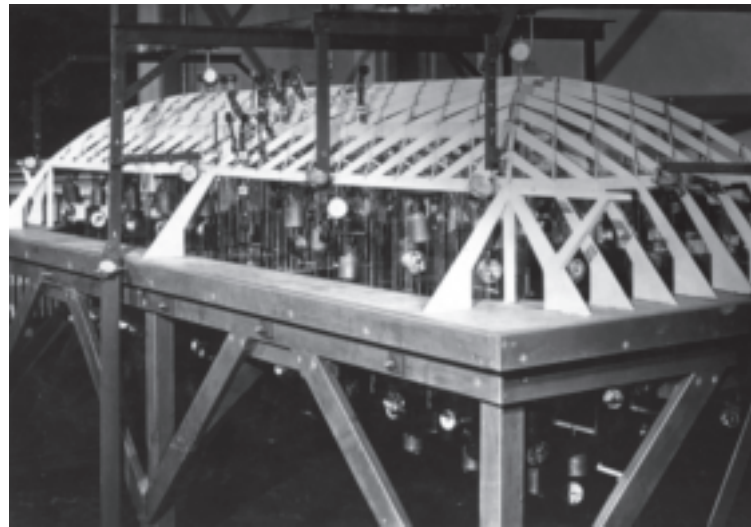
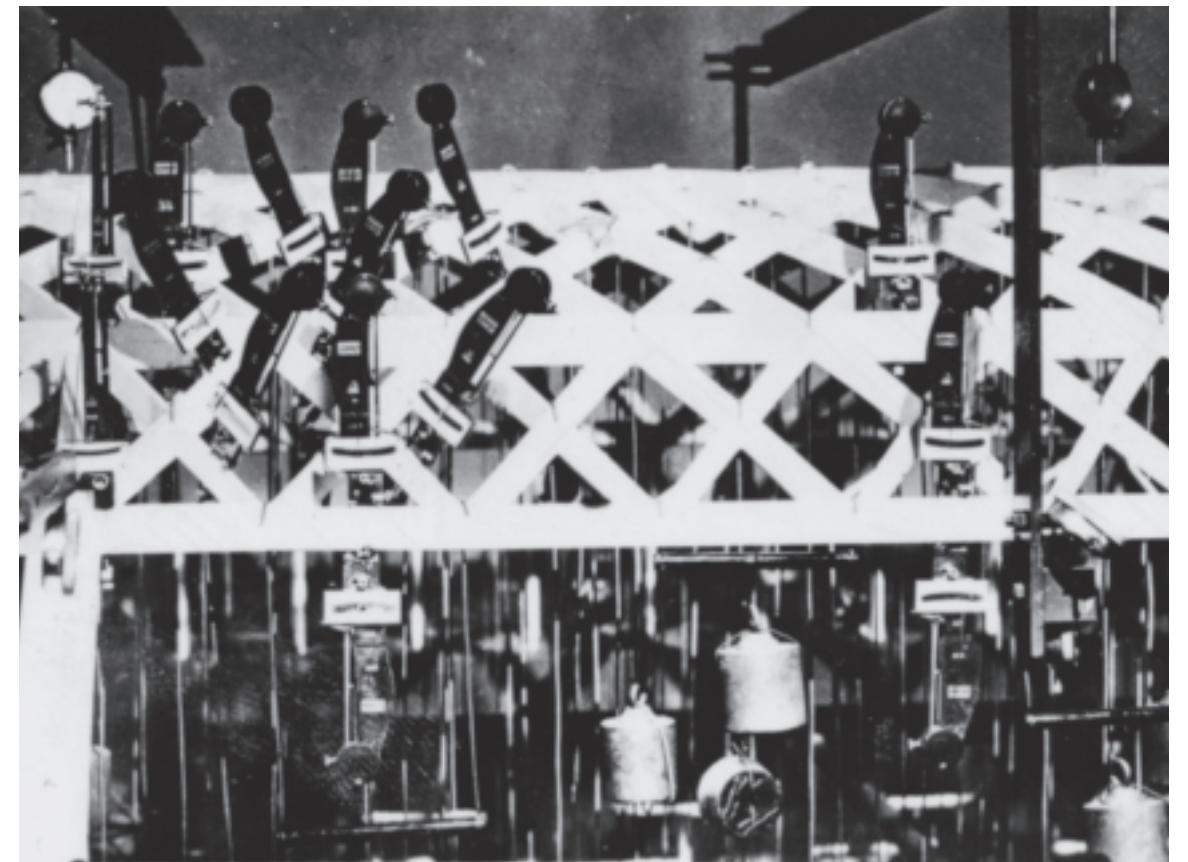
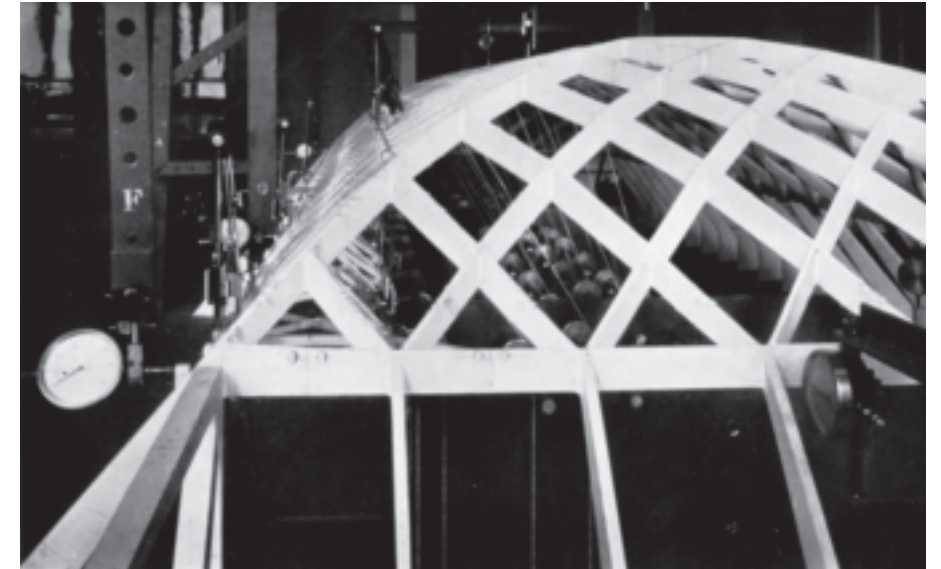
simmetrica, riducendo a sei il numero dei pilastri inclinati su cui si reggeva la volta a padiglione. Il nuovo incarico fu l'occasione per ripetere e affinare la tecnica sperimentale seguita qualche anno prima: tra il 1938 e il 1940 presso il Laboratorio di Danusso fu infatti testato un modello degli hangar, simmetrizzato come da progetto e alla stessa scala (esso fu presumibilmente ricavato dall'adattamento del primo modello), seguendo una procedura pressoché analoga. Le prove eseguite sul secondo modello permisero però di valutare anche le frecce da prevedersi durante la prova di carico in sito, confermate dai risultati ottenuti depurati dai non trascurabili effetti termici.<sup>105</sup>

Se la strada aperta dalle tecniche di Danusso veniva confermata da questo importante banco di prova, il vero vincitore era in realtà l'intuito nerviano: la struttura

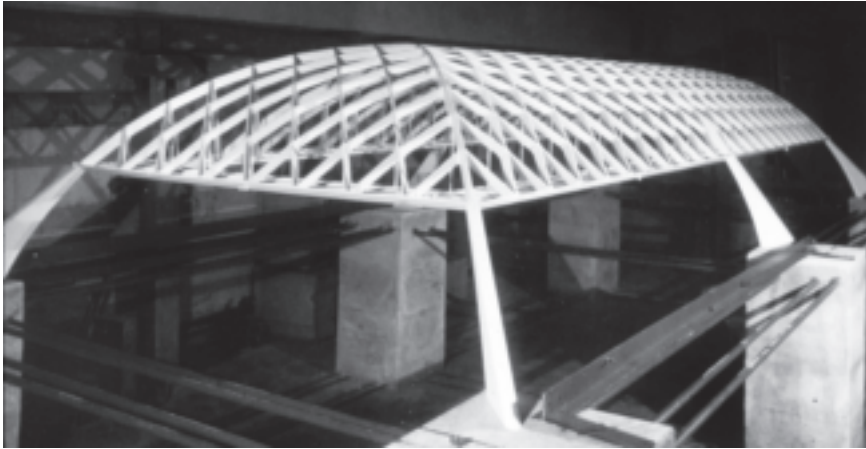
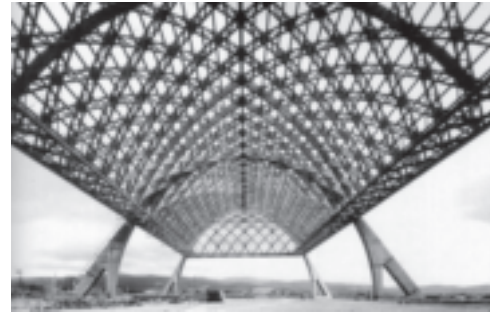
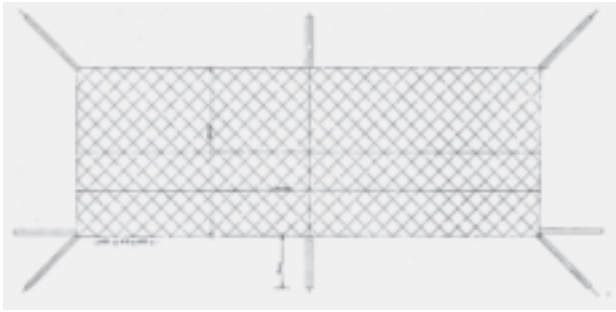


\_ Pier Luigi Nervi,  
Aviorimessa di Orvieto, vista  
del cantiere e interno.  
\_ Modello in celluloido in  
scala 1:37,5 dell'Aviorimessa  
di Orvieto attrezzato per la  
determinazione degli effetti  
di peso proprio, 1935-1936.

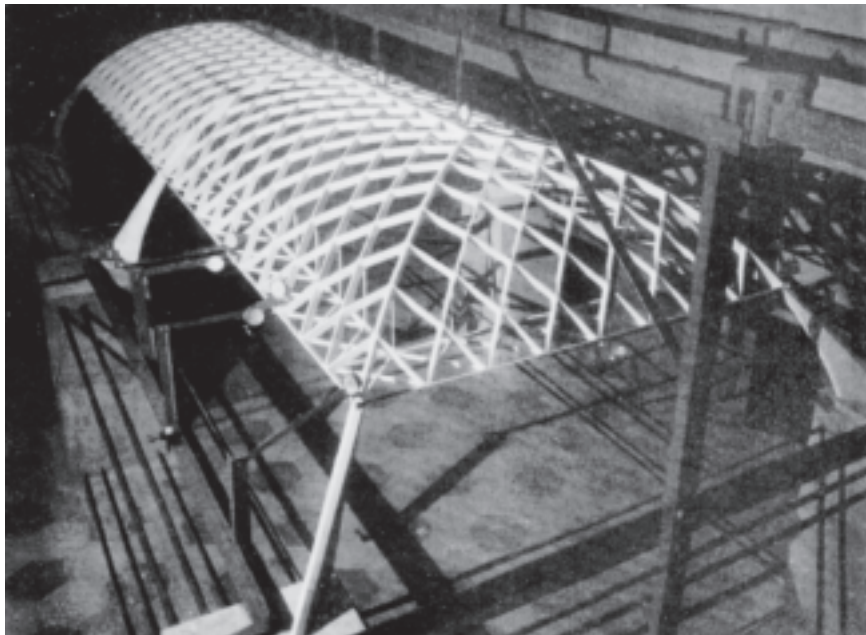
\_ Modello in celluloido in  
scala 1:37,5 dell'Aviorimessa  
di Orvieto attrezzato per la  
determinazione degli effetti  
di peso proprio.  
In evidenza i pesetti applicati  
al modello.







\_ Pianta e veduta del cantiere delle Aviorimesse prefabbricate in cemento armato.  
\_ Modello in celluloido in scala 1:37,5 delle Aviorimesse prefabbricate al Politecnico di Milano, 1938-1940.



delle aviorimesse fu ottimizzata, ma nel complesso rimase conforme a quella consegnata nelle mani degli sperimentatori.

I risultati delle prove su modelli mi permisero di approfondire il comportamento statico della struttura e di valutare gli sforzi dell'intelaiatura, e fu trovato che la valutazione di massima fornita dai calcoli preliminari impiegati nella costruzione del modello era tale da non richiedere pressoché alcuna modificazione.<sup>106</sup>

Nervi insomma, analogamente a quanto successo per altre precedenti opere non verificate attraverso i modelli come lo Stadio Berta o il Teatro Augusteo di Napoli, aveva potuto dare forma a un'ipotesi strutturale adeguata e nel complesso corretta grazie alla propria "sensibilità statica",<sup>107</sup> senza ricorrere a particolari procedimenti di calcolo ma soltanto a ipotesi semplificative.<sup>108</sup>

I modelli in celluloido delle aviorimesse hanno goduto di non poca fortuna. Le fotografie che li ritraggono nei locali del laboratorio del Politecnico di Milano durante le prove sono infatti apparse in molti degli scritti di Nervi, a cominciare da *Scienza o arte del costruire?*, dove il modello studiato per la prima serie compare due volte su una delle prime tavole.<sup>109</sup> Sono immagini che non indulgiano sull'aspetto estetico: in primo piano stanno infatti gli estensimetri utilizzati per le misurazioni e i pesetti agganciati alla volta in miniatura, proprio per sottolineare il tecnicismo e la scientificità di una metodologia investigativa allora agli albori. Gli stessi due scatti riappariranno dieci anni più tardi sulle pagine di *Costruire correttamente* (1955), questa volta in compagnia di un'immagine del modello per la seconda serie di aviorimesse.<sup>110</sup> Oscure sono invece le sorti del modello vero e proprio: esso rimase presso il laboratorio milanese sicuramente fino al 1957, data in cui fu esposto alla Mostra Internazionale di Architettura della XI Triennale di Milano. Alla richiesta di prestito della Triennale, inoltratagli da Piero Locatelli (direttore dell'Istituto di Scienza delle Costruzioni del Politecnico di Milano), Nervi rispose con questa precisazione:

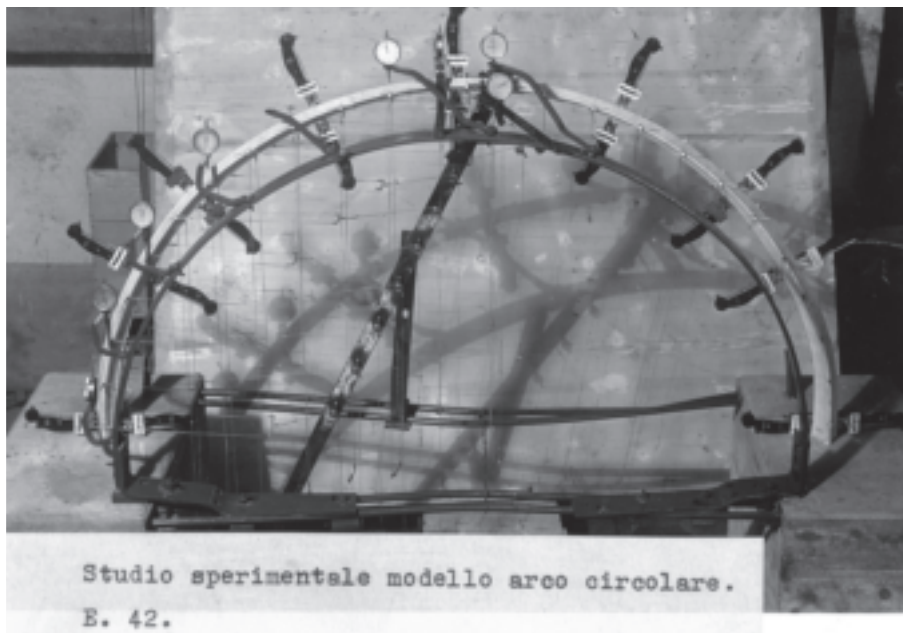
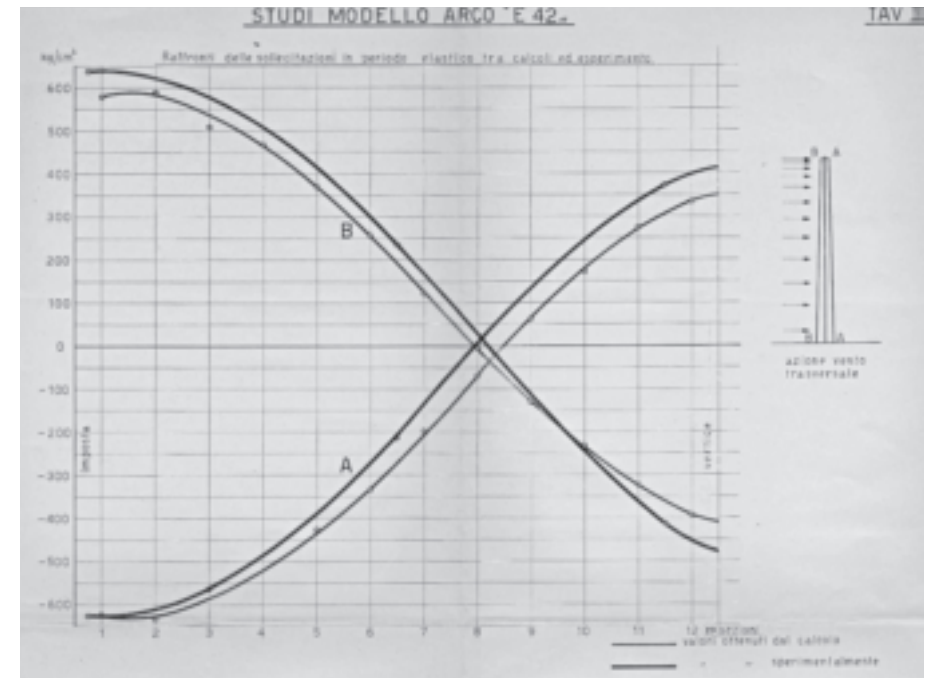
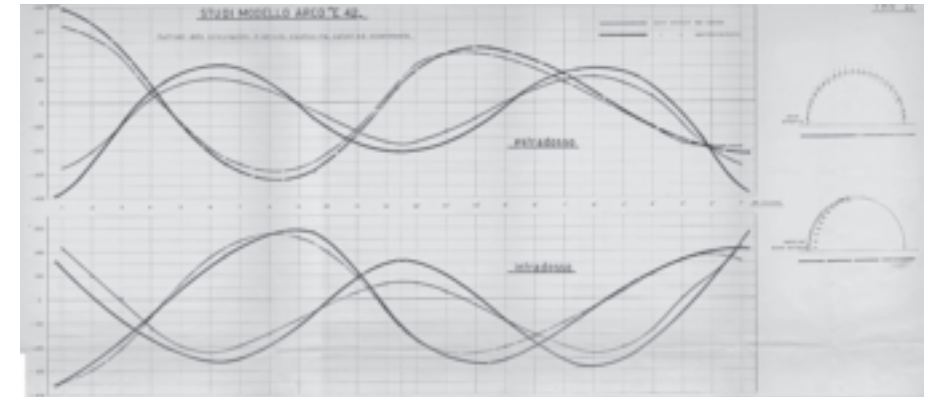
Caro Locatelli, ... Naturalmente non ho nulla in contrario a che il modello sia esposto; come dicitura penso che si potrebbe mettere: "Modello della struttura di aviorimesse di m. 36,00 x 100 ad elementi prefabbricati - Prog. Ing. P.L. Nervi". Sarebbe bene aggiungere qualche frase sul fatto che non si tratta di uno dei soliti modelli architettonici, ma di un modello tecnico per la ricerca delle sollecitazioni nelle varie nervature e aggiungere (se anche a te risulta che è vero) che si tratta della prima o di una delle prime applicazioni (sia da noi che all'estero) del metodo di studio sperimentale su modello di una grande struttura.<sup>111</sup>

### Il modello per l'Arco dell'Impero all'E42

Negli stessi anni, le complesse vicende legate alla prevista Esposizione Universale di Roma del 1942 fornirono a Nervi l'occasione per approfondire il rapporto di collaborazione con il laboratorio del Politecnico di Milano. L'ingegnere infatti, che già dal 1937 aveva lavorato a diversi progetti per questa manifestazione,<sup>112</sup> nel 1938 ricevette l'incarico - con la Nervi & Bartoli - di studiare il progetto di Adalberto Libera con l'ingegnere Vittorio Di Berardino per il famoso "arco romano" sognato da Mussolini come simbolo dell'E42.<sup>113</sup> Pensato come un arco a tutto sesto in calcestruzzo non armato di 200 m di luce (freccia pari a 103,65 m) con sezione ellittica rastremata dalle basi in sommità, esso dava problemi non tanto nella definizione del



\_ Arturo Danusso, studi sul modello dell'arco all'E42, raffronti delle sollecitazioni in periodo elastico tra calcoli ed esperimento (Archivio Storico ISMES).



\_ G. Quaroni, manifesto ufficiale dell'Esposizione Universale, ottobre 1939.  
\_ Studio sperimentale sul modello dell'arco circolare all'E42 eseguito presso il Politecnico di Milano.

suo esatto regime statico,<sup>114</sup> bensì nell'individuazione di modalità costruttive idonee alla realizzazione delle centine e nella valutazione delle loro deformazioni nelle fasi di getto del conglomerato.<sup>115</sup>

Il 13 dicembre del 1938, su richiesta di Oppo, la Nervi & Bartoli presenta un'offerta per la costruzione dell'arco che illustrava due possibili soluzioni: una in conci di cemento senza ferro e una in cemento armato. Per i problemi di carattere esecutivo Nervi studia diverse soluzioni – poi riassunte nei due brevetti depositati all'inizio del 1939<sup>116</sup> e riportate anche nei suoi scritti<sup>117</sup> – mentre in riferimento alla versione in cemento armato<sup>118</sup> emerge la necessità di confermare le previsioni teoriche con una serie di ricerche sperimentali,<sup>119</sup> preventivate in: «1)



Una ricerca su modello alla galleria aerodinamica per la determinazione del valore della spinta del vento colpendo l'arco sia di fronte che di fianco. 2) Una serie di ricerche su modelli delle sollecitazioni nella centina e nell'arco nelle varie condizioni di carico possibile, da eseguirsi presso uno dei Laboratori delle R. Scuole di Applicazione tra i quali è particolarmente attrezzato quello di Milano. 3) Prove di carico, estese a qualche mese di tempo, su pali di fondazione messi nelle stesse condizioni di quelli definitivi. 4) Ricerche metodiche sulla migliore composizione, dosature e vibrazioni dei conglomerati». <sup>120</sup> Così, nel febbraio del 1939, su proposta dell'Ufficio studi dei servizi tecnici dell'E42, la Nervi & Bartoli riceve l'incarico di svolgere prove su modelli in collaborazione con l'Istituto di Scienza delle Costruzioni del Politecnico di Milano, Danusso (nelle vesti di consulente dell'ente) e Di Bernardino.

Pochi mesi dopo però, mentre erano già state avviate le indagini su un modello in scala 1:200, la presidenza dell'E42 decide di cambiare bruscamente rotta preferendo al conglomerato cementizio (con o senza armatura) l'impiego di leghe di alluminio. <sup>121</sup> Naufragava il sogno nerviano di poter pronunciare, in linea con la retorica autarchica, la frase «È senza ferro». <sup>122</sup>

Il contributo di Nervi all'arco monumentale terminò qui, anche se gli studi sperimentali proseguirono. Il cambio di materiale, a cui seguì un aumento considerevole delle dimensioni dell'arco <sup>123</sup> – i nuovi progetti mostravano una luce uguale o superiore a 300 metri – condusse infatti nell'agosto del 1939 alla nomina del professor Aristide Giannelli come consulente. <sup>124</sup> Giannelli, constatando l'impossibilità di una precisa indagine analitica, suggerì nuove esperienze di laboratorio, come una prova a flessione e una a torsione su elementi in scala quasi al vero. <sup>125</sup> Nei mesi successivi, e per tutto il 1940, le indagini si svolsero quindi su più fronti: a Guidonia, grazie alla collaborazione tra Di Bernardino e la Direzione Superiore Studi ed Esperienze del Ministero dell'Aeronautica; <sup>126</sup> all'Istituto di Scienza delle Costruzioni dell'Università di Roma e ancora a Milano, sotto il controllo di Danusso e Oberti. <sup>127</sup>

Nell'autunno del 1940 tutte le prove erano concluse ma i punti critici erano ancora molti, a cominciare dalla necessità di ulteriori rinforzi e soprattutto dal costo elevato dell'opera. <sup>128</sup> L'11 novembre si decise di realizzare l'arco in alluminio e acciaio; due settimane più tardi Covre fu incaricato di compilare il progetto di massima, che venne presentato nel marzo successivo. <sup>129</sup> L'arco, però, non vide mai la luce.

### Le prove sperimentali per il Padiglione a emiciclo della Fiera di Milano

Negli anni Quaranta l'ormai consolidata attitudine di Nervi verso l'indagine sperimentale lo portò a servirsi della collaborazione dei colleghi milanesi per la verifica di numerosi temi costruttivi e progettuali legati soprattutto alla prefabbricazione e agli studi sul *ferrocemento* <sup>130</sup>, ovvero gli ingredienti fondamentali di quello che è stato definito "Sistema Nervi". Com'è noto, la base logistica per questo genere di ricerche si trovava nei terreni dell'impresa Nervi & Bartoli alla Magliana a Roma, dove tra le altre cose vennero eseguite diverse prove di carico su archi a elementi prefabbricati (che condurranno alla realizzazione delle due aviorimesse di Marsala) <sup>131</sup>

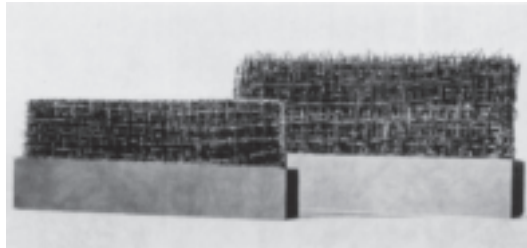
— Pier Luigi Nervi, Padiglione a emiciclo della Fiera di Milano, 1947-1953.



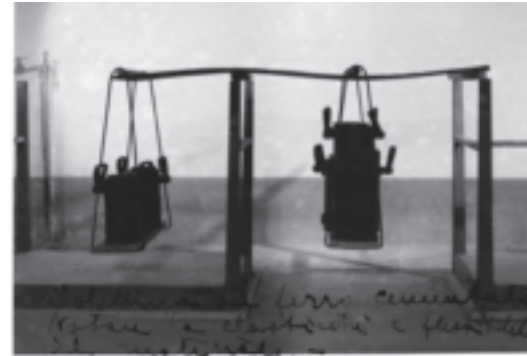
e il celebre magazzino sperimentale in lastre curve di ferrocemento, del 1945. <sup>132</sup> Nervi ebbe però modo di servirsi anche di altri laboratori: ad esempio, le sue originali ricerche legate alle costruzioni navali in cemento armato lo porteranno a far realizzare diverse prove di carico su campioni di solette ad armatura equidiffusa e diversi tipi di ossature presso l'Istituto Nazionale per gli Studi e la Sperimentazione dell'Edilizia di Roma, a Torre del Lago (con il controllo dei tecnici del Registro Italiano Navale <sup>133</sup>) e poi nel laboratorio del Politecnico di Milano. <sup>134</sup>

Tra le varie declinazioni delle ricerche sul ferrocemento, che culmineranno nella realizzazione della celebre copertura a "onde" del Salone B del Palazzo di Torino Esposizioni (1947-1948), nel 1947 Nervi si servì delle competenze di Guido Oberti per garantire la solidità degli elementi di copertura del Padiglione a emiciclo della Fiera di Milano, di cui aveva ricevuto incarico nel novembre precedente. <sup>135</sup> Delle tre soluzioni elaborate per questa copertura fu scelta quella basata su grandi *shed* sinusoidali a sezione variabile che seguivano l'andamento curvo della pianta, da realizzarsi in ferrocemento. Un'accurata descrizione del sistema strutturale è fornita da Oberti:

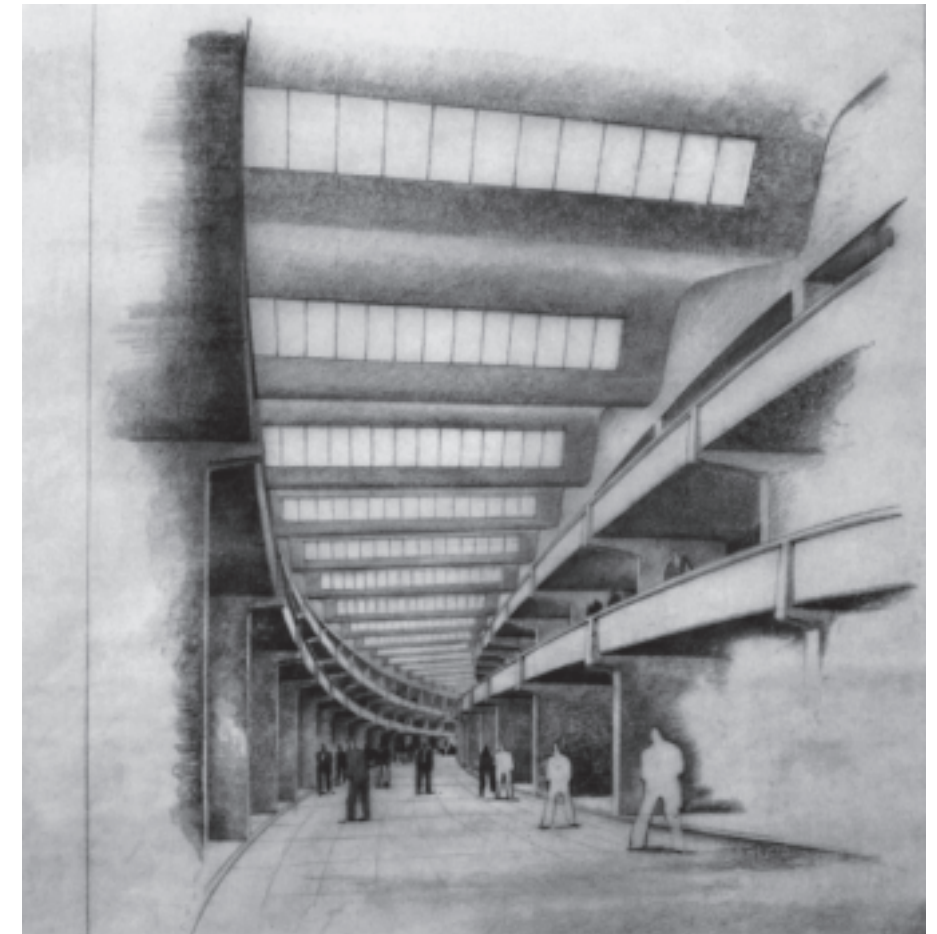
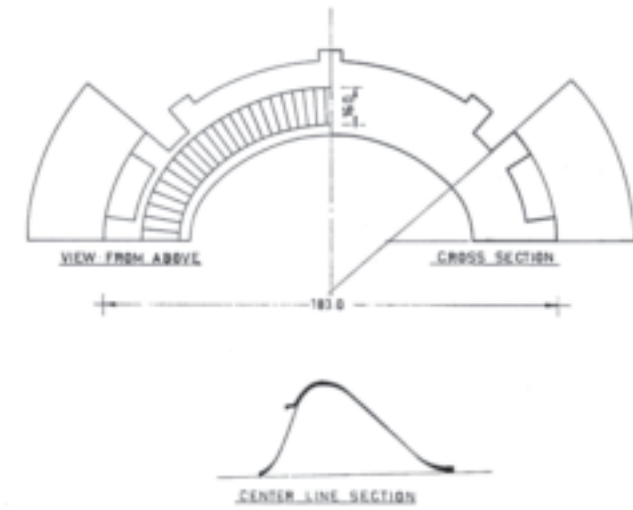
The structural system of the shed consisted of a pipe steel frame, capable of supporting a wire-mesh, stretched between the frames themselves. This mesh had then to be impregnated with special cement mortar. A "ferrocement" structure was thus carried out, sufficiently stiff to form, at the same time, the covering pitches and the bearing frame. This system, given the ferro-cement features, was waterproof in itself. Each individual shed covered an area of 64 m<sup>2</sup>, being the average width of the shed 4 m and the span 16 m. The internal surface of the cover – main decorative element of the pavilion – corresponded exactly to a conical surface. The latter, described by a generating straight line hinged on a point which was outside the pavilion and lower than the cover itself, described an undulatory movement of pre-established shape. <sup>136</sup>



\_ Pier Luigi Nervi, campioni di solette ad armatura equidiffusa (MAXXI, Roma).  
 \_ Solettina in ferro cementato sottoposta a flessione (MAXXI, Roma).  
 \_ Prova di resistenza a flessione di una lastra in ferrocemento (MAXXI, Roma).  
 \_ Prove di carico di un arco sperimentale ad elementi prefabbricati per aviorimessa, 1939-1941.  
 \_ Magazzino sperimentale in lastre curve di ferrocemento alla Magliana, 1945.



\_ Pier Luigi Nervi, Padiglione della Fiera di Milano, pianta e dettaglio della sezione.  
 \_ Soluzione C, prospettiva (CSAC, Parma).

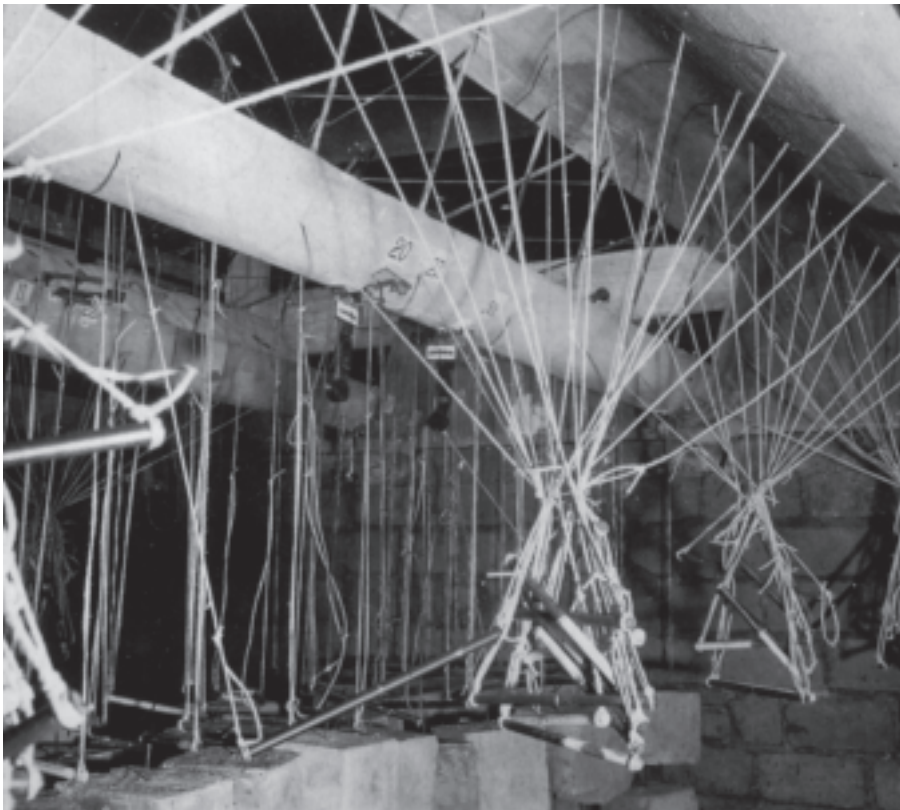






\_ Padiglione della Fiera di Milano, modello in scala 1:5 delle "onde" di copertura presso il Politecnico di Milano, 1947.  
\_ Padiglione della Fiera di Milano, modello in scala 1:5 delle "onde" di copertura. In evidenza i blocchetti di cemento che costituivano il carico.

50



\_ Padiglione della Fiera di Milano, modello in scala 1:5 delle "onde" di copertura. In evidenza gli strumenti di misura.



51

Dato che con questa tecnica lo spessore delle "onde" era ridotto al minimo, si rese indispensabile una verifica sperimentale. Oberti fu pertanto incaricato<sup>137</sup> di calcolare questi elementi (insieme all'architetto Carlo Barbieri), approfondendone lo studio tramite un modello in scala finalizzato alla ricerca delle sollecitazioni nella struttura, che ci è noto grazie alle immagini più volte pubblicate da Nervi e da Oberti stesso.<sup>138</sup>

Il modello fu limitato a una porzione della struttura: esso infatti riproduceva in scala 1:5 tre *sheds* della zona centrale della copertura, e fu costruito presso l'Istituto di Scienza delle Costruzioni del Politecnico di Milano in dodici giorni, con lo stesso materiale previsto per il prototipo secondo diversi accorgimenti.<sup>139</sup> L'attrezzatura di carico predisposta da Oberti era composta da blocchetti cubici di cemento appesi a 82 punti della copertura, convenientemente ripartiti su ogni *shed*, per raggiungere un carico uniformemente distribuito. Una piattaforma di legno, il cui spostamento era attentamente monitorato, rendeva possibile applicare o togliere il carico (o parte di esso) in modo rapido.

Sul modello vennero effettuate le letture degli spostamenti e degli sforzi,<sup>140</sup> e tutte le esperienze furono confrontate con diverse ipotesi di calcolo.<sup>141</sup> Le prove su modello condussero alle seguenti conclusioni:

The tests: [1] proved that the support of skylight steel posts as against the structure stability is minimum (due to their greater deformability in respect of the whole covering) and therefore their number was reduced in the prototype; [2] emphasized the marked support of covering continuity, that is the need to create, in case of interruption, a strong horizontal beam, in order to avoid lateral displacements with functional weakening of the structure; [3] showed a reasonable local safety margin, almost uniform for the same stressed points. The weakest section was that between the continuous covered area (*shed* extreme ends) and the area comprising the skylight. This local zone was properly strengthened in the prototype by means of a suitable increase in reinforcement.<sup>142</sup>

Grazie ai consigli offerti dal modello e agli studi di Oberti, fu così possibile procedere alla definizione del progetto esecutivo degli *sheds*, che messi in opera confermarono quanto previsto in laboratorio: come dimostrarono le rigorose fasi di controllo sul prototipo, non si verificò nessun fenomeno visibile di rottura. Il Padiglione è stato demolito nel 2007, nell'ambito del processo di riqualificazione dell'area fieristica milanese.

### Nervi e Oberti in Argentina: il modello del Centro civico di Tucumán

Qualche anno prima di ricevere una laurea *honoris causa* dalla facoltà di Architettura di Buenos Aires e di tenere il ciclo di lezioni poi date alle stampe con il titolo *El lenguaje arquitectónico*,<sup>143</sup> Pier Luigi Nervi entrò in contatto con il panorama argentino proprio grazie al sodalizio professionale con Oberti.

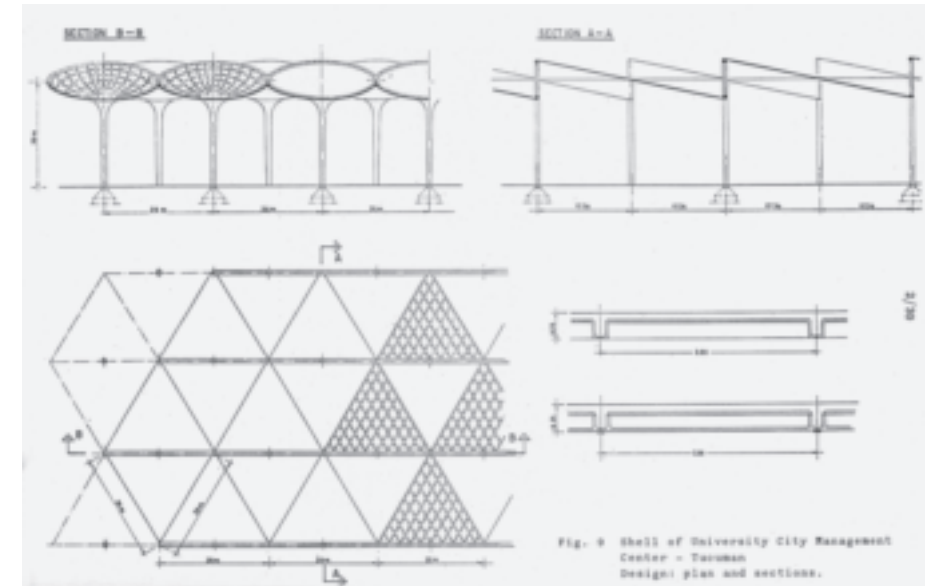
In seguito al CIAM di Bridgewater del 1947, le relazioni tra i delegati argentini Bonet, Jorge Ferrari Hardoy e Vivanco ed Ernesto Nathan Rogers portarono al coinvolgimento di diversi architetti e ingegneri italiani nelle attività della Scuola di Architettura di Tucumán e, più in generale, nei piani di costruzione della “Nuova Argentina” stimolati dal colonnello Perón, come ad esempio il Piano per la realizzazione della Città Universitaria di Tucumán (CUT) e lo studio del Piano regolatore per Buenos Aires, ispirato dalla proposta di Le Corbusier del 1938.<sup>144</sup>

Tra i numerosi progetti che componevano il Piano per la CUT<sup>145</sup> c'era anche quello di un Centro comunale<sup>146</sup> che avrebbe dovuto accogliere tutte le attività collettive della città, dall'intrattenimento al commercio. Sviluppato su due livelli distinti – uno per il pubblico e uno di servizio per il transito delle merci – l'edificio fu pensato in maniera modulare: esso si definiva a partire dalla ripetizione, ipoteticamente infinita, di elementi strutturali che componevano la copertura, disegnati dall'architetto Horacio Caminos in forma di volte coniche sottili in cemento armato con una pianta a triangolo equilatero di 20 metri di lato. Tali elementi, la cui disposizione era prevista in maniera alternata (uno convesso e l'altro concavo), poggiavano su grandi colonne alte in media 20 metri, collocate in corrispondenza del centro della base del triangolo.

Presumibilmente attraverso il rapporto con Oberti, che faceva parte del team di italiani chiamati a partecipare all'impresa argentina,<sup>147</sup> lo studio statico dell'originale struttura fu affidato alla Nervi & Bartoli e, come nel caso del Padiglione a emiciclo, il contributo dell'ingegnere milanese non si limitò alla verifica delle ipotesi date. Oberti infatti, stando a quanto egli stesso afferma,<sup>148</sup> si occupò anche della progettazione dell'elemento di collegamento tra le coppie di volte coniche “alternate”, che prese la forma di un “timpano” reticolare sorretto dalle colonne verticali in cemento armato. È significativo notare come questo timpano ricordi da vicino, seppure “in verticale”, le celebri nervature delle coperture e dei solai progettati da Nervi in questi anni.

L'elemento strutturale generatore del progetto – cioè la coppia di volte coniche, collegate dal “timpano” e sorrette dal pilastro centrale – fu quindi riprodotto e testato da Oberti a Milano con un modello in scala 1:25 nel 1949, confezionato con uno speciale impasto di cemento.<sup>149</sup> Il carico agente sul modello fu simulato

Pianta e sezioni del Centro Civico di Tucumán.



con pesetti appesi a 60 punti della struttura, corrispondenti al peso proprio, e fu successivamente incrementato per simulare un sovraccarico accidentale, attraverso cicli di carico progressivi.<sup>150</sup> Molti anni dopo, Oberti commenterà così queste esperienze:

The model worked very well as clever computer, and made it possible to appraise the stress state of the structure in elastic, linear range, after the first settling cycles were carried out. No visible crack appeared during and after tests, brought to 3 times the max foreseen casual load, even though with max tensile stresses corresponding to 50-60 kg/cm<sup>2</sup> in the prototype.<sup>151</sup>

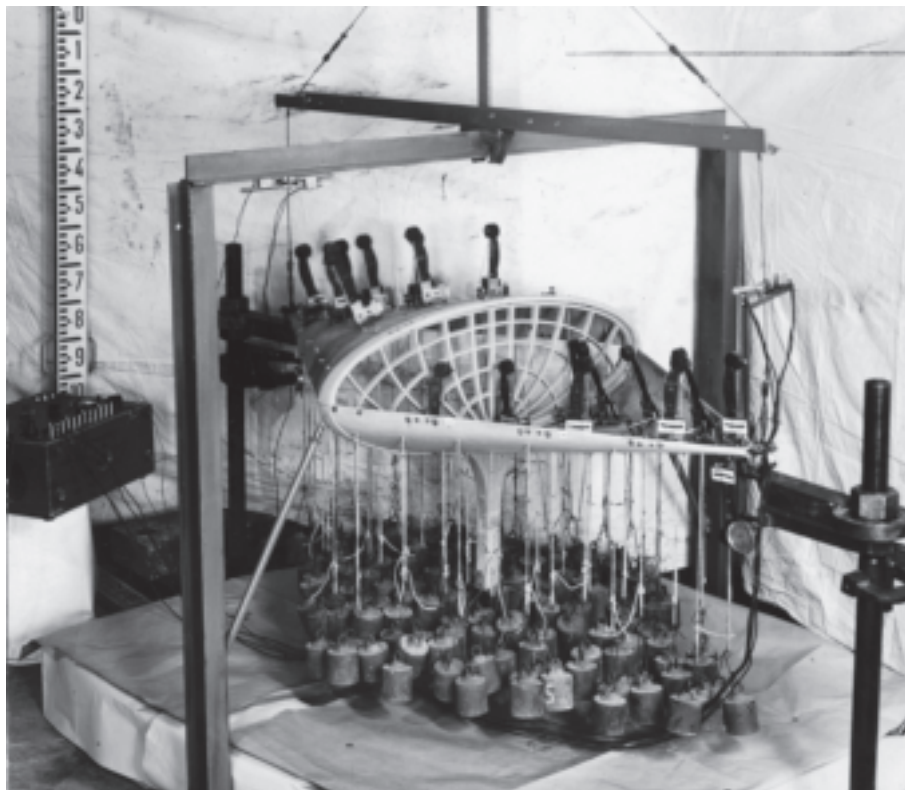
Purtroppo anche questo progetto non fu realizzato, nonostante la Nervi & Bartoli (sempre insieme a Oberti) avesse già iniziato a definire le modalità esecutive e costruttive dell'opera.<sup>152</sup>

### Scienza o arte del costruire? L'elogio della sperimentazione

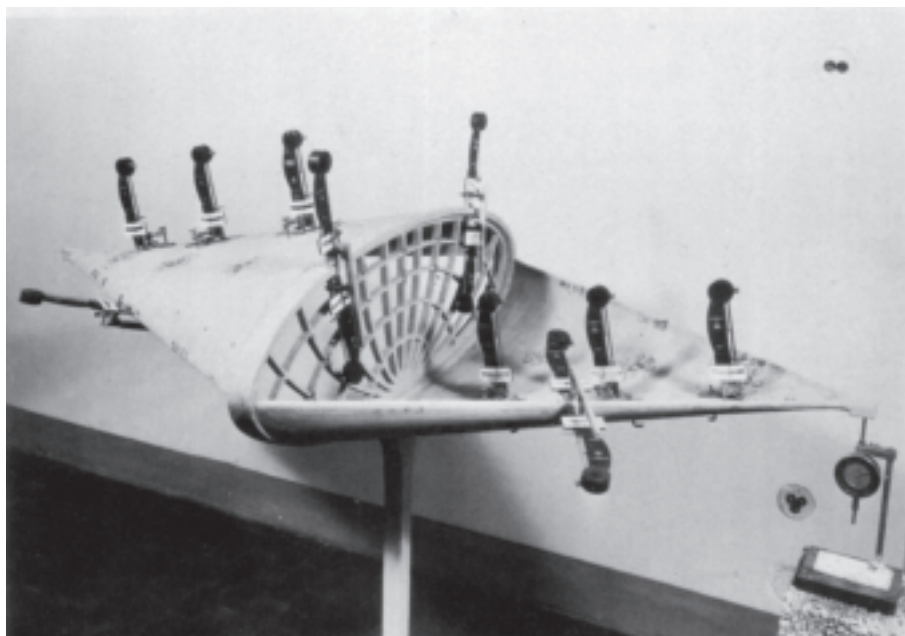
Oltre che con la piena ripresa dell'attività professionale, la fine della guerra venne festeggiata da Nervi dando alle stampe il suo libro più significativo: *Scienza o arte del costruire? Caratteristiche e possibilità del cemento armato*, raccolta di saggi e pensieri sviluppati dal decennio precedente.<sup>153</sup> Accanto alla trattazione di temi specifici di carattere progettuale e costruttivo, argomentati illustrando molte delle proprie opere, in queste pagine il centro è rappresentato dalla decisa risposta al quesito posto dal titolo, che vale la pena rileggere:

Nelle pagine che seguono ho cercato di mettere in evidenza ... tutta la complessità di ogni fatto architettonico ed edilizio e la impossibilità di costringerne gli elementi più caratteristici





Modello in scala 1:25 di un elemento strutturale del Centro Civico di Tucumán, testato presso il Politecnico di Milano, 1949.



e fondamentali, anche se strettamente statici o tecnici, entro rigidi ed impersonali schemi formulistici. In altre parole alla domanda se il costruire sia prevalentemente un'arte, ossia atto creativo dominato e determinato da elementi umani ed individuali, o non piuttosto fatto eminentemente scientifico, regolato da formule impersonali colleganti in modo rigido ed univoco premesse di problemi a precise conseguenze di soluzioni, ritengo che la risposta non possa essere dubbia. Il costruire è arte anche in quei suoi aspetti più tecnici che si riferiscono alla stabilità strutturale, in quanto che la enorme complessità dei fattori che determinano la vita statica di un edificio rende puramente illusoria, almeno allo stato attuale, l'esattezza di indagini di qualunque procedimento matematico e formulistico, la cui limitata acutezza può solamente essere aumentata e completata mediante un lavoro di intuizione e comprensione dei fenomeni statici, di natura personale e non traducibile in leggi di carattere assoluto e numerico.<sup>154</sup>

Nervi ritorna insomma al dibattito a cui si è accennato in precedenza, contrappo-  
nendo un atteggiamento basato sull'intuito – erede di quell'*empirismo intuitivo* che  
guidò per secoli progettisti e costruttori<sup>155</sup> – a un approccio fondato su una cieca  
e limitante fiducia nell'esattezza del calcolo, per condannare la predominanza di  
quest'ultimo nelle scuole e nel mondo professionale, dove regna una «abitudine alla  
considerazione preminentemente matematica dei problemi statici, la rigida imper-  
sonalità delle formule entro le quali la scienza delle costruzioni dà l'illusione di sa-  
per inquadrare il comportamento statico delle strutture resistenti»,<sup>156</sup> responsabile  
dell'«immiserimento della ideazione architettonica».<sup>157</sup>

Nervi prosegue il suo sfogo svolgendo alcune considerazioni sul «problema  
fondamentale della scienza delle costruzioni». Se per i sistemi staticamente determi-  
nati (isostatici) l'obiettivo di quantificare le forze agenti in una struttura e il corretto  
proporzionamento delle sue parti è raggiunto ricorrendo a procedimenti analitici  
o grafici semplici, senza impegnare «la matematica superiore», ben altra situazione  
si verifica in presenza di sistemi iperstatici, nei quali la distribuzione delle forze è  
«un perfetto modello di giustizia ed economia distributiva della quale, solo vaga-  
mente, riusciamo ad afferrare la misteriosa e divina saggezza».<sup>158</sup> Come aveva mes-  
so in evidenza lo studio sperimentale delle aviorimesse (le cui fotografie illustrano  
proprio questa parte del libro), per Nervi la soluzione di un problema iperstatico  
è da considerarsi sempre un'operazione di *verifica*, «che solo apparentemente in  
virtù di predisposte semplificazioni ... può assumere l'aspetto formale di calcolo  
diretto».<sup>159</sup> Infatti le incognite di un problema iperstatico portano necessariamente  
a una estrema complicazione delle equazioni matematiche in gioco, delle quali i  
confini di risolvibilità «sono allo stato attuale delle nostre conoscenze, ben presto  
raggiunti».<sup>160</sup>

Per rincarare la dose Nervi precisa come a quei tempi la Scienza delle costru-  
zioni si basasse, con rare eccezioni,<sup>161</sup> sulla legge di Hooke (*ut tensio sic vis*), e cioè  
sull'ammissione della diretta e costante proporzionalità tra sollecitazione e deforma-  
zione: proporzionalità a cui però fa eccezione la maggior parte dei materiali – specie  
il conglomerato cementizio – e che viene complicata ulteriormente dalla difficile  
schematizzazione delle azioni esterne. L'autore può così concludere:

Se si esamina il problema nel suo complesso diventa evidente che la formidabile efficacia  
dell'indagine matematica applicata ai problemi della scienza delle costruzioni, è tale in un  
mondo irrealmente rispondente alle premesse di isotropia ed elasticità poste a base delle nostre  
teorie.<sup>162</sup>

Lungi dal voler “esautorare” i fondamenti matematici della Scienza delle costruzioni, come specificherà sulle pagine di “Domus” nel 1950 in risposta a un articolo di Agnoldomenico Pica,<sup>163</sup> Nervi sviluppa tale discorso per arrivare a un punto preciso. Constatando l'impossibilità di procedere all'ideazione e alla progettazione affidandosi unicamente alla teoria, egli può decretare la completa separazione tra una fase “creativa” e una “esecutiva” «che può, senza inconvenienti, essere affidata ad uno specialista calcolatore o sostituita, con grande vantaggio, mediante ricerche sperimentali».<sup>164</sup> Al progettista insomma non servono grandi procedimenti matematici: per assurdo, sarebbero addirittura controproducenti, perché potrebbero allontanarlo da quella «indisturbata visione sintetica»<sup>165</sup> del fatto strutturale che è indispensabile strumento di valutazione e giudizio. Nervi basa queste osservazioni sulla propria esperienza: «posso dire – afferma l'ingegnere – non essermi mai trovato nella necessità di modificare, per effetto dei più accurati calcoli o ricerche sperimentali fatti in sede esecutiva, strutture definite in prima approssimazione con rapidi metodi semplificativi, in misura tale da comprometterne le preventivate caratteristiche estetiche od economiche».<sup>166</sup>

Nell'affermare la completa autonomia della fase “creativa” – in maniera molto simile a quanto sarà espresso da Eduardo Torroja – Nervi relega quindi in secondo piano il ruolo sia del calcolo matematico sia dell'indagine sperimentale, intesi come procedimenti di verifica a posteriori, successivi e comunque complementari. Tra i due metodi di indagine emerge però chiaramente il suo favore verso il secondo, per il quale spende non poche parole:

Altrettanto, se non più importante di quella matematica, è la via sperimentale. Oggi, come è noto, mediante strumenti sensibilissimi capaci di misurare allungamenti od accorciamenti locali dell'ordine del millesimo di millimetro, è possibile indagare e valutare con errori inferiori al 10 per cento, il valore effettivo delle sollecitazioni che si sviluppano in una struttura modello che, in opportuna scala e in un adatto materiale (di solito celluloido), riproduca l'organismo statico da studiare. Caricando il modello con pesi corrispondenti in un certo rapporto alle azioni che graveranno sulla costruzione, è possibile domandare alla struttura stessa quelle risposte che, con tanta fatica, cerchiamo di raggiungere impostando e risolvendo le equazioni matematiche che inquadrano il sistema elastico in studio.<sup>167</sup>

In questo elogio della sperimentazione Nervi riconosce il limite intrinseco a quei modelli «costruiti con materiale diverso da quello della costruenda opera»<sup>168</sup> – cioè i modelli elastici – che sono quindi in grado di produrre risultati pressoché equivalenti a quelli dati dalla “classica” Scienza delle costruzioni. Ma l'ingegnere sottolinea «il vantaggio di una ben maggiore approssimazione dovuta all'assenza delle ipotesi semplificative introdotte nei calcoli e con la possibilità di affrontare sistemi di qualunque complessità iperstatica, anche se assolutamente insolubili per via teorica».<sup>169</sup> Grazie ad attrezzature speciali – «non applicabili se non a casi notevoli o a ricerche di carattere generale»<sup>170</sup> – sarà poi possibile confezionare modelli dello stesso materiale dell'opera e quindi «chiedere alla prova sperimentale il valore in grandezza e direzione di quelle reazioni ai vincoli (ad esempio reazioni alle imposte in un arco incastrato) che inutilmente cerchiamo con esattezza attraverso la via matematica».<sup>171</sup> In questo caso, i risultati ottenuti sarebbero stati perfettamente corrispondenti alla realtà.

Da questi brevi accenni si può vedere quale progresso possa apportarsi a tutta l'arte del costruire da un più ampio sviluppo della ricerca sperimentale. A parte il fatto della maggior comprensione della natura, che da essa deriva, a parte il prezioso insegnamento che nasce da ogni contatto tra noi e la realtà delle cose, la ricerca sperimentale apre quasi senza limiti i confini della realizzazione costruttiva. Audaci invenzioni strutturali che solo dieci anni or sono, di fronte alla incapacità teorica di ottenere una verifica quantitativa abbastanza approssimata, sarebbero rimaste praticamente ineseguibili, possono oggi, e meglio potranno nel futuro, essere affrontate sulla base dei risultati dell'indagine sperimentale. Si tratta solo, in questo caso, di vincere una specie di diffuso ed irragionevole pregiudizio per cui mentre qualunque ingegnere od architetto si ritiene completamente soddisfatto dai risultati di un laborioso calcolo i cui errori, anche materiali, possono essere facilissimi, è incerto e non completamente tranquillo di fronte ai dati numerici di una prova sperimentale, pur essendo questa infinitamente più probatoria, e meno soggetta ad errori materiali, che non il calcolo matematico. Questa attitudine mentale che si rispecchia tra l'altro nelle attuali “Norme ufficiali per le costruzioni in cemento armato” che non riconoscono se non i risultati dei calcoli statici, dipende dall'orientamento eminentemente matematico dell'insegnamento e non potrà che rapidamente scomparire di fronte all'inevitabile affermarsi della sperimentazione.<sup>172</sup>

I temi toccati da Nervi – i limiti dei modelli elastici, le promesse offerte dai modelli fatti nello stesso materiale dell'opera da realizzarsi, i pregiudizi del mondo scientifico e la conseguente assenza di un riconoscimento a livello normativo di tali metodi sperimentali – contengono molte delle sfide che in Italia la modellazione strutturale dovrà affrontare negli anni successivi. Ma, soprattutto, queste parole sembrano preannunciare il ruolo sempre crescente che essa avrà nella carriera professionale dell'ormai celebre ingegnere.

- 1. Sulla formazione di Pier Luigi Nervi a Bologna si veda A. Trentin, T. Trombetti (a cura di), *La lezione di Pier Luigi Nervi*, Bruno Mondadori, Milano 2010.
- 2. Cfr. “Domus”, n. 37, gennaio 1931.
- 3. G. Michelucci, *Lo stadio “Giovanni Berta” in Firenze dell’ingegnere Pier Luigi Nervi*, “Architettura”, n. 3, marzo 1932, pp. 105-116.
- 4. P.M. Bardi, *Lo stadio di Firenze*, “L’Ambrosiano”, n. 9, febbraio 1932.
- 5. P.M. Bardi, *Lo stadio di Firenze*, “Casabella”, aprile 1933, p. 5.
- 6. G. Pagano, *Lo stadio comunale Giovanni Berta a Firenze*, “Casabella”, aprile 1933, p. 40.
- 7. M. Tinti, *Giro di Firenze*, “Casabella”, aprile 1933, p. 14.
- 8. G. Abraham, *Le stade G. Berta à Florence*, “La Technique des Travaux”, n. 2, febbraio 1933, pp. 93-101; *Lo stadio Berta di Firenze*, “Building Carrier”, n. 11, 1933; *A direct descent from Rome: the Giovanni Berta Stadium, Florence, architect Pier Luigi Nervi*, “Architect and Building news”, n. 136, 24 novembre 1933, pp. 219-223 ecc. Cfr. R. Martinis, *Stadio Comunale Berta*, in C. Olmo, C. Chiorino (a cura di), *Pier Luigi Nervi: Architettura come Sfida*, catalogo della mostra (Venezia, Palazzo Giustinian Lolin, 28 agosto - 14 novembre 2010), Silvana Editoriale, Cinisello Balsamo 2010, pp. 142-145.
- 9. Tra i primi scritti di Nervi si possono ricordare: *Lettera al direttore*, “Ingegneria”, n. 1, luglio 1922, p. 24; *Scienza o arte dell’ingegnere?*, “L’Ingegneria”, n. 7, 1931, pp. 473-474; *Pensieri sull’ingegneria e su certe sue leggi*, “Bollettino del Sindacato Ingegneri di Firenze”, n. 11, 1933, p. 9; *Problemi dell’architettura*, “Casabella”, n. 5, maggio 1933, p. 34; *Arte e tecnica del costruire*, “Quadrante”, n. 2, giugno 1933, p. 28; *Pensieri sull’ingegneria*, “Quadrante”, n. 6, ottobre 1933, pp. 20-21; *Corsivo n. 134*, “Quadrante”, n. 16-17, agosto-settembre 1934, p. 43; *Problemi della realizzazione architettonica*, “Casabella”, n. 74, febbraio 1934, pp. 2-3.
- 10. M. Sassone, E. Piccoli, *Otto aviorimesse in cemento armato*, in *Pier Luigi Nervi: Architettura come Sfida*, cit. alla nota 8, p. 148.
- 11. Cfr. C. Greco, *Pier Luigi Nervi. Dai primi brevetti al Palazzo delle Esposizioni di Torino 1917-1948*, Quart Edizioni, Lucerna 2008, p. 160.
- 12. Verso la fine degli anni Dieci in Italia si erano visti esempi di hangar per dirigibile, come quelli di Parma del 1918 e quelli di Agusta dell’anno successivo.
- 13. Cfr. M. Ranisi, *L’Architettura della Regia Aeronautica*, Stato Maggiore Aeronautica, Roma 1991; id., *L’aeroporto italiano dalle origini alla seconda guerra mondiale*, Stato Maggiore Aeronautica, Ufficio Storico, Roma 1998.
- 14. Cfr. C. Greco, *Pier Luigi Nervi*, cit. alla nota 11, pp. 160-161.
- 15. Cfr. C. Greco, T. Iori, *Le sperimentazioni autarchiche sulle coperture di grande luce: i casi di*

- Eugenio Miozzi e Giorgio Baroni*, in G.P. Bardelli, E. Filippi, E. Garda (a cura di), *Curare il Moderno. I modi della tecnologia*, Marsilio Editori, Venezia 2002; C. Greco, *Giorgio Baroni. Coperture sottili in forma di paraboloidi iperbolico*, “Area”, n. 57, 2001, pp. 24-31.
- 16. «Subito famosi, almeno in Italia, quei disegni erano caratterizzati da forme circolari, pensiline, oggetti verso la pista: la scelta di mimare la leggerezza dell’ala, o evocare la velocità dell’aereo, era evidente, al pari dei debiti verso la cultura figurativa del tempo. La costruzione di gusci cementizi non era però sufficientemente sviluppata ... da dare concretezza a progetti di così ampio respiro: si trattava di aviorimesse del futuro prossimo, non del presente» (M. Sassone, E. Piccoli, *Otto aviorimesse*, cit. alla nota 10, p. 148).
- 17. Cfr. i disegni pubblicati in C. Greco, *Pier Luigi Nervi*, cit. alla nota 11, pp. 165-167.
- 18. Cfr. *ibidem*, p. 164. Cfr. anche le tavole a p. 166.
- 19. Cfr. M. Sassone, E. Piccoli, *Otto aviorimesse*, cit. alla nota 10, p. 148.
- 20. Cfr. C. Greco, *Pier Luigi Nervi*, cit. alla nota 11, p. 164 e p. 66 (fig. 46).
- 21. P.L. Nervi, *Un’aviorimesse in cemento armato*, “Casabella Costruzioni”, n. 124, 1938, p. 6.
- 22. *Ibidem*.
- 23. *Ibidem*, p. 4.
- 24. P.L. Nervi, *Costruire correttamente. Caratteristiche e possibilità delle strutture cementizie armate*, Hoepli, Milano 1955, tav. VII.
- 25. P.L. Nervi, *Un’aviorimesse*, cit. alla nota 21, p. 6.
- 26. P.L. Nervi, *Scienza o arte*, cit. alla nota 9.
- 27. *Ibidem*.
- 28. P.L. Nervi, *Pensieri*, cit. alla nota 9, p. 20.
- 29. «Ricordo che nel 1913 il professore Canevazzi, insegnante di Scienza delle costruzioni alla Scuola di applicazione per ingegneri di Bologna, uomo di chiarissima intelligenza e uno dei pochi teorici capaci di valutare i limiti e il significato profondo delle proprie teorie, parlava a noi studenti delle lettere ricevute da professori e teorici germanici i quali, allarmatissimi, dimostravano che il ponte del Risorgimento di Roma, già costruito e in piena e vitale efficienza, avrebbe dovuto essere già crollato o al massimo in immediato pericolo di farlo. Ciò perché le sollecitazioni unitarie dei materiali, calcolate secondo le formule della teoria elastica, superavano i limiti di sicurezza o, in certe zone, quelli stessi di rottura. A nessuno di questi studiosi si era affacciato, di fronte alla certezza del fatto contrario, il dubbio di una possibile inesattezza della previsione teorica» (P.L. Nervi, *Costruire correttamente*, cit. alla nota 24, p. 7).
- 30. Cfr. R. Nelva, B. Signorelli, *Il Ponte Risorgimento: significati di un’opera innovativa*, in *Roma 1911*, Ministero per i Beni Culturali e Ambientali, Soprintendenza Speciale alla Galleria Nazionale d’Arte Moderna e Contemporanea, De Luca

- Editore, Roma 1980, pp. 291-303; id., *Avvento ed evoluzione del calcestruzzo armato in Italia: il sistema Hennebique*, AITEC, Edizioni di Scienza e Tecnica, Milano 1990 (si veda in particolare la bibliografia indicata alla nota 15 di p. 101).
- 31. T. Iori, *Il cemento armato in Italia. Dalle origini alla seconda guerra mondiale*, EdilStampa, Roma 2001, p. 30. «Il metodo era semplice almeno quanto il sistema. Hennebique sosteneva che il cemento e il ferro, alleati nel contrastare il momento flettente, si spartissero equamente i compiti. In una trave a sezione rettangolare, tagliata dall’asse neutro ... in una posizione incognita, il cemento compresso, sopra l’asse, assorbiva metà del momento flettente, il ferro, al di sotto, l’altra metà. Questa arbitraria imposizione ben si sposava con due successive semplificazioni: la distribuzione delle tensioni di compressione nel cemento doveva essere uniforme ed entrambi i materiali dovevano raggiungere contemporaneamente la massima tensione ammissibile. Con queste ipotesi però era garantito solo l’equilibrio alla rotazione e non quello alla traslazione: l’uguaglianza dei due semi-momenti rispetto all’asse neutro e invece la diversità dei bracci non consentiva infatti alle due risultanti di avere valori uguali. A chi gli faceva notare le incongruenze teoriche del suo metodo, Hennebique rispondeva: “enfin, je pense comme ça!” e presentava i suoi eccezionali successi realizzativi» (*ibidem*, pp. 30-31). Cfr. R. Nelva, B. Signorelli, *Avvento ed evoluzione*, cit. alla nota 30.
- 32. Cfr. A. Picon, *L’art de l’ingénieur: constructeur, entrepreneur, inventeur*, catalogo della mostra (Paris, Centre G. Pompidou, 1997), Le Moniteur, Paris 1997.
- 33. Uno dei primi e di maggior successo fu quello di P. Christophe, *Le béton armé et ses applications*, Paris - Liège, 1902. Cfr. T. Iori, *Il cemento armato*, cit. alla nota 31, pp. 59-61.
- 34. G. Revere, *Devonsi regolamentare le opere in cemento armato?*, “Il Cemento”, n. 10, 1906, pp. 249-250, cit. in T. Iori, *Il cemento armato*, cit. alla nota 31, p. 67.
- 35. L’arrivo di questi strumenti pratici sollevò accesi dibattiti da parte di chi temeva che tali “scorciatoie” potessero favorire un impoverimento nella capacità di comprendere il reale comportamento delle strutture. Cfr. A. Danusso, *A proposito di una recensione*, “Il Cemento”, n. 4, 1923, p. 38.
- 36. Cfr. C. Guidi, *Le costruzioni in “béton” armato*, conferenze tenute nel maggio 1900, Torino 1901.
- 37. A. Danusso, cit. in *Un maestro di equilibrio*, “Pirelli. Rivista d’informazione e di tecnica”, n. 6, novembre-dicembre 1955, p. 24.
- 38. Ad esempio Gustavo Colonnetti. Cfr. M.A. Chiorino, *Meccanica Strutturale: il contributo di Torino e del Piemonte 1750-2000*, Accademia delle Scienze di Torino, Portale della storia della scienza e della tecnologia, in corso di pubblicazione.

- 39. Cfr. ad esempio A. Danusso, *Le autotensioni. Spunti teorici ed applicazioni pratiche*, “Rendiconti del seminario matematico e fisico di Milano”, VIII, 1934, pp. 217-246.
- 40. A. Danusso, *Scienza delle costruzioni. Premesse e concetti fondamentali*, in id., *Scienza delle costruzioni*, Ravezzani Editore, Milano 1937, pp. 1-8, ripubblicato in *La scienza e lo spirito negli scritti di Arturo Danusso*, a cura di P. Locatelli, Morcelliana, Brescia 1978, p. 7.
- 41. A. Danusso, G. Oberti, *Indagini sperimentali sulle Costruzioni. “La fotoelasticità”*, Libreria Editrice Politecnica, Milano 1932, p. 5. Con questa espressione Danusso si riferisce ai tentativi di oltrepassare la semplice teoria elastica di quel periodo, esaltando il valore dell’esperienza sulla teoria: «Accanto, e al disopra, di questa suppellettile teorica stanno le realizzazioni pratiche ... Il genio del costruttore, che riunisce la poesia dell’arte alla quadrata solidità del pensiero, ha spesso superato d’un balzo i timidi consigli della teoria, affermandosi audacemente con realizzazioni, le quali, permanendo nel regno dei fatti, anziché in quello delle parole, hanno in sé la foga della convinzione e costituiscono altrettanti capisaldi, o postulati sintetici, su cui gli studiosi dovranno puntare per erigere le future teorie atte ad interpretare e sistemare quelle realizzazioni nel dominio del pensiero» (*ibidem*, pp. 4-5).
- 42. «Da Galileo in poi, l’una e l’altra via, quella teorica e quella sperimentale, furono battute, anche ai fini nostri; prima molto lentamente per la soluzione di quesiti staccati; poi ridotte a sistema durante il secolo scorso e perfezionate continuamente in seguito» (A. Danusso, *Scienza delle costruzioni*, cit. alla nota 40, p. 6). Tralasciando il contributo di Leonardo da Vinci, l’avvio degli esperimenti sulle proprietà meccaniche dei materiali si può far risalire alla prima metà del XVII secolo. Per una panoramica su questo tema si veda *Le indagini sulle proprietà meccaniche dei materiali e la «Science des ingénieurs» nel XVIII secolo*, in E. Benvenuto, *La scienza delle costruzioni e il suo sviluppo storico*, Sansoni, Firenze 1981, cap. VIII. Cfr. anche M.A. Chiorino, D. Sabia, L. Bruno, *Structural Models: Historical Notes and New Frontiers*, in F. Levi, M.A. Chiorino, C. Bertolini Cestari, *Eduardo Torroja. From the Philosophy of Structures to the Art and Science of Building*, International Seminar, Politecnico di Torino, November 2000, Franco Angeli, Milano 2003, pp. 114-153.
- 43. Cfr. B. Addis, *Building: 3000 Years of Design Engineering and Construction*, Phaidon, London 2007, p. 139 e sg.
- 44. Cfr. P. van Musschenbroek, *Dissertationes physicae experimentales et geometricae*, Leiden 1729.
- 45. Cfr. J. Guillerme, *Il modello nella regola del discorso scientifico*, “Rassegna”, n. 32, dicembre 1987, pp. 29-37. Cfr. B. Addis, *Building*, cit. alla nota 43, cap. IV.



–46. Cfr. T. Iori, *Il cemento armato*, cit. alla nota 31. Cfr. anche Chambre Syndicale des Constructeurs en Ciment Armé, *Cent Ans de béton armé*, Science & Industrie, Paris 1949; P. Collins, *Concrete: the vision of a new architecture: a study of Auguste Perret and his precursors*, Faber & Faber, London 1959; R. Nelva, B. Signorelli, *Avvento ed evoluzione*, cit. alla nota 30; C. Simonnet, *Historie d'un matériau. Le béton*, Parenthèses, Marseille 1997.

–47. A. Danusso, *Note introduttive*, in A. Danusso, G. Oberti, *Il Laboratorio "Prove modelli e costruzioni" dell'Istituto di Scienza delle Costruzioni del R.° Politecnico di Milano, "Il Cemento Armato - Le Industrie del Cemento"*, fascicolo n. 5, 1941, p. 3.

–48. Cfr. H. Hosdorf, *Modelos reducidos: método de cálculo*, versione spagnola, a cura di C. Benito Hernandez, di *Modellstatik*, IETCC, Madrid 1972. Cfr. anche G. Oberti, *Corso di Tecnica delle Costruzioni tenuto nell'Anno Accademico 1964-65*, vol. I, Libreria Editrice Universitaria Levrotto & Bella, 1965, pp. 473-475.

–49. Cfr. L.C. Boistard, *Recueil d'expériences et d'observations faites sur différens travaux exécutés pour la construction du pont de Nemours, pour celle de l'arsenal et du port militaire d'Anvers, et pour la reconstruction du port de Flessingue; dans lequel on a traité la théorie de l'équilibre des voûtes*, Paris 1822.

–50. Cfr. J. Guillerme, *Il modello nella regola*, cit. alla nota 45, p. 33.

–51. Il Britannia Bridge, primo ponte tubolare con sezione trasversale a cassone, fu progettato da Robert Stephenson (1803-1859) con il supporto di William Fairbairn e Eaton Hodgkinson per la ferrovia Londra-Chester-Holyhead in Inghilterra, e fu completato nel 1850. Il suo schema statico si basa su una trave continua composta da due campate centrali di 144 metri e due travate laterali di 74 metri, a un'altezza di 30 metri sul mare. Nello stesso periodo Fairbairn condusse prove su modelli anche per il Conway Bridge, in scala 1:6. Cfr. E. Benvenuto, *La scienza delle costruzioni*, cit. alla nota 42, pp. 702-703. Cfr. anche W. Fairbairn, *An account on the construction of the Britannia and Conway tubular bridges*, London 1849; P.B.E. Clapeyron, *Calcul d'une poutre élastique reposant librement sur des appuis inégalement espacés*, "Comptes Rendus", n. 45, pp. 1076-1077, 1857; K.E. Kurrer, *The History of the Theory of Structures. From Arc Analysis to Computational Mechanics*, Ernst & Sohn, Berlin 2008, p. 76 e sg.

–52. Per studiare la resistenza che incontra lo scafo di una nave nell'acqua, William Froude si servì di modelli in scala ridotta. Dai suoi esperimenti dedusse il gruppo adimensionale noto come "numero di Froude", che mette in relazione la forza di inerzia e la forza peso, indipendente dalla scala del modello. Cfr. B. Addis, *Building*, cit. alla nota 43, pp. 479-480.

–53. Si vedano gli appunti di Leonardo nel *Codice Atlantico* su alcune prove su modello di travi e archi, e la estesa discussione di Galileo in *Discorsi e Dimostrazioni Matematiche intorno a due nuove scienze Attenenti alla Meccanica & i Movimenti Locali*, Leiden 1638, nel corso della quale viene illustrato il noto paradosso del gigante che risulta fragile se derivato dall'essere umano per mera similitudine geometrica. Cfr. anche A. Castoldi, G. Serino, *La sperimentazione strutturale*, in *Ingegneria delle strutture*, vol. II, *Metodi di analisi*, a cura di E. Giangreco, UTET, Torino 2002, pp. 475-537.

–54. Vitruvio, *De architectura*, Libro X.

–55. E. Buckingham, *On Physically Similar Systems: Illustrations of the Use of Dimensional Equations*, "Physical Review", vol. IV, n. 4, 1914. Questo teorema si basava su studi precedenti: i suoi concetti fondamentali erano infatti già stati pubblicati da A. Vaschy nel 1892 e poi da D. Riabouchinsky nel 1911. Al  $\pi$  theorem viene infatti correntemente associato, oltre al nome di Buckingham, anche quello di Riabouchinsky.

–56. Per una definizione "ufficiale" si rimanda a quelle riportate da H.G. Harris e G.M. Sabnis: «A structural model is defined as "any physical representation of a structure or a portion of a structure. Most commonly, the model will be constructed at a reduced scale". This definition has been evolved by ACI Committee 444, Experimental Analysis for Concrete Structures. It applies equally well to models of structures made of any material, of course. A second definition given by Janney et al. (1970) [J.R. Janney, J.E. Breen, H. Geymayer, *Use of models in structural engineering*, in *Models for Concrete Structures*, ACI SP-24, American Concrete Institute, Detroit (MI) 1970, pp. 1-8] is "A structural model is any structural element or assembly of structural elements built to a reduced scale (in comparison with full size structures) which is to be tested, and for which laws of similitude must be employed to interpret test results"» (H.G. Harris, G.M. Sabnis, *Structural Modeling and Experimental Techniques*, II edition, CRC Press, Boca Raton, Florida, 1999, p. 2).

–57. Per una trattazione specifica della teoria dei modelli strutturali cfr. H.G. Harris, G.M. Sabnis, *Structural Modeling*, cit. alla nota 56, pp. 41-55. Cfr. anche P.W. Bridgman, *Dimensional Analysis*, Yale University Press, New Haven (CT) 1922.

–58. Tale definizione è presa in prestito da Guido Oberti, che come si vedrà può essere considerata insieme a Danusso il padre della modellazione strutturale in Italia. Cfr. G. Oberti, *La modellazione strutturale*, in S. Ceccato (a cura di), *Pier Luigi Nervi e la sua opera*, incontro di studio organizzato dal Comitato Premio Ingersoll Rand Italia, Circolo della Stampa, Milano 1980. «Nel ristretto nostro campo strutturale le grandezze fondamentali che intervengono sono (nel caso più generale) soltanto tre: le classiche "lunghezza", "massa" e

"tempo", ovvero tre altre grandezze che possono assumersi invece delle precedenti (purché dimensionalmente indipendenti). Così possono prefissarsi rispettivamente i rapporti di similitudine  $\lambda$ ,  $\zeta$ ,  $\tau$  delle lunghezze, delle tensioni e dei tempi. ... Nei problemi statici viene a mancare la variabile "tempo" e i rapporti fondamentali si riducono a due; dovrà pur sempre mantenersi invariato, nel passaggio dal prototipo al modello, il rapporto che lega le due grandezze assunte qui di norma come fondamentali (lunghezze e forze) alla tensione; ovvero che il rapporto  $\zeta$  tra i valori delle tensioni risulti:  $\zeta = \chi / \lambda^2$  detto  $\chi$  il rapporto tra le forze. Eguale a  $\zeta$  dovrà essere il rapporto delle altre grandezze che intervengono nel problema, aventi le stesse dimensioni di una tensione (moduli elastici, carichi di snervamento, carichi di rottura). Ma, se non sono trascurabili le forze di volume (come il peso proprio), detto sempre  $\rho$  il rapporto delle densità (e quindi dei pesi specifici), risulta  $\chi = \rho \lambda^3$ , e allora per la precedente dovrà rispettarsi anche la relazione  $\zeta = \rho \lambda$ . Le difficoltà aumentano, si giustifica l'opportunità dei modelli in grande scala e la necessità di aumentare, con artifici sperimentali, la densità del materiale modello» (*ibidem*).

–59. «E fu Dupuy che all'Esposizione di Vienna (1873) presentò un primo estensimetro con base di misura di 1 metro e amplificazione meccanica di 20 volte. Successivamente furono gli ingegneri Rabut, Montel, Manet che dovendo affrontare lo studio del rinforzo e del rinnovamento dei ponti ferroviari francesi si basarono sulla ricerca sperimentale. Essi contribuirono a migliorare il precedente estensimetro Dupuy, estesero le indagini al campo dinamico introducendo i flessigrafi, primi strumenti registratori, e pubblicarono infine quell'esteso rapporto sugli "Annales des Ponts et Chaussées" del 1896, che costituisce un po' la prima pietra della bibliografia sulle indagini sperimentali. Poco dopo (1903) Mesnager realizza un estensigrafo con amplificazione di 1000 volte e lunghezza base di 500 mm e, per la costruzione del grande ponte in muratura di Balme sul Rodano (arcata di 95 metri alquanto ribassata), introduce nello studio dei modelli il metodo foto-elastico rimasto per quasi un secolo, dal 1815, quando Brewster scopriva la rifrangenza accidentale sul vetro, trastullo di fisici insigni come il grande Maxwell. Ed entriamo così nel nostro secolo, nell'epoca della meccanica di precisione, dell'elettrotecnica, che hanno consentito costruzioni di strumenti di prodigiosa sensibilità per l'ascoltazione delle costruzioni e dei modelli. Il laboratorio assurge a clinica nella quale la costruzione, o i modelli, divengono pazienti scrutati ed indagati nelle fibre più intime» (G. Oberti, *La ricerca sperimentale su modelli come contributo al progetto delle grandi costruzioni*, "Tecnica Italiana. Rivista d'Ingegneria e Scienze", anno VI, n. 2, aprile 1951). Cfr. anche B. Addis, *Building*, cit. alla nota 43, pp. 475-476.

–60. Nel corso del Novecento questi strumenti si

sono ovviamente evoluti diventando sempre più precisi e sofisticati. In estrema sintesi, i *flessimetri* misurano lo spostamento di un punto, secondo una direzione prefissata, rispetto a un punto esterno fisso. Essi permettevano di dare letture dirette al centesimo o millesimo di millimetro. I flessimetri potevano essere meccanici o elettrici (questi ultimi più comunemente utilizzati in campo dinamico). I *clinometri* servivano a misurare le rotazioni compiute dalle sezioni più significative della struttura sotto esame. Essi permettevano di leggere variazioni angolari di circa un secondo sessagesimale (verso la fine degli anni Trenta). Gli *estensimetri* invece erano funzionali alla misura diretta delle deformazioni locali, da cui si poteva successivamente determinare (in puro regime elastico), le sollecitazioni esistenti nella struttura o nel modello di studio. G. Oberti, *La ricerca sperimentale*, cit. alla nota 59. Cfr. anche A. Castoldi, G. Serino, *La sperimentazione strutturale*, cit. alla nota 53.

–61. Cfr. H.G. Harris, G.M. Sabnis, *Structural Modeling*, cit. alla nota 56, e G. Oberti, *La modellazione strutturale*, cit. alla nota 58.

–62. «Structural models can be defined and classified in a variety of ways. The definition adopted here relate to the intended function of the model. That is, what do we expect to achieve from the tests? Do we want only *elastic response*, or do we expect to load the model up to failure to observe its complete behavior, including the *failure mode and capacity*?» (H.G. Harris, G.M. Sabnis, *Structural Modeling*, cit. alla nota 56, p. 3). Harris e Sabnis classificano i modelli strutturali nelle seguenti categorie: *Elastic Models, Indirect Models, Direct Models, Strength Models, Wind Effect Models; Dynamic Models; Instructional, Research and Design Models*.

–63. «La fotoelasticità si basa su un fenomeno, la birifrangenza accidentale del vetro compresso, scoperto casualmente nel 1816 da D. Brewster e studiato poi sperimentalmente, oltre che dallo scopritore, dal Neumann, dal Wertheim, da Maxwell e più recentemente dal Pockels, dal Filon e dal Rossi che stabilirono le leggi a cui il fenomeno stesso ubbidisce. Fu però solo dopo il 1900 per merito specialmente del Corbino in Italia, del Mesnager in Francia, del Coker in Inghilterra che l'analisi fotoelastica prese uno sviluppo notevole e fu posta in grado di risolvere problemi interessanti da vicino la Scienza delle Costruzioni» (G. Oberti, *Indagini sperimentali sulle costruzioni con l'ausilio di modelli*, Hoepli, Milano 1935, p. 50). Cfr. anche E.G. Coker, *Photoelasticity*, "Engineering", 6 gennaio 1911; E.G. Coker, L. Luiggi, *Il metodo sperimentale di Coker per determinare gli sforzi interni nei materiali da costruzione mediante la luce polarizzata*, "Annali d'Ingegneria", 1916, pp. 35-50; M. Delanghe, *La Photoélasticité; théorie, méthodes et applications*, "Revue d'Optique", 1928, pp. 237-265, 285-313; C. Fabry, *Photoélasticité, Sur une nouvelle méthode pour l'étude experi-*

*mentale des tensions élastique*, “Compts Rendus”, 1930, pp. 437-460; E.G. Coker, L.N.G. Filon, *A treatise on Photoelasticity*, University Press, Cambridge 1931 ecc.

–64. Per questo tipo di modelli è infatti necessario «introdurre condizioni di vincolo, qualità di materiali ecc. che risultano indubbiamente meno ben definite e i risultati che si ottengono sono indubbiamente meno precisi sia perché la similitudine completa difficilmente può raggiungersi, sia perché rifacendo un secondo modello o un nuovo ciclo di prove di carico non si deve pretendere di riottenere risultati puntualmente uguali a quelli ottenuti nel precedente ... Ma è indubbio che questa minor precisione è largamente compensata dal fatto che i risultati approssimano maggiormente la realtà, in quanto evitano di mettere in conto ipotesi non aderenti al vero, quali ad esempio quella della completa continuità. ... In conclusione, la ricerca sperimentale su modelli esposta nella terza fase ha lo scopo di abbandonare ipotesi iniziali che il calcolo forzatamente trascina e che risultano contrastanti con la realtà» (G. Oberti, *La ricerca sperimentale*, cit. alla nota 59).

–65. Cfr. B. Addis, “Toys that save millions”. *A history of using physical models in the design of building structures*, testo della James Sutherland History Lecture 2013.

–66. Cfr. C. Guidi, *Studi sperimentali su costruzioni di cemento armato*, Bona, Torino 1926.

–67. Cfr. G. Oberti, *La sperimentazione su modelli strutturali in Italia*, in *I modelli nella tecnica. Atti del Convegno di Venezia*, 1-4 ottobre 1955, vol. I, Accademia Nazionale dei Lincei, Roma 1955, p. 35.

–68. Cfr. B. Addis, *Building*, cit. alla nota 43, pp. 480-488.

–69. Cfr. AT-CEHOPU, *Gran Mercado de Algeciras. Memoria*, pratica n. 158.302, dicembre 1933, pp. 19-20. Il passo recita: «Estas ecuaciones podrán simplificarse pero por mucho que se simplifiquen se comprende que este proceso de cálculo practicamente es casi inabordable. Pero en nuestro caso según decíamos antes, un cálculo tan penoso no nos va a servir ni siquiera desde el punto de vista de tranquilización por no poder incluir en él los esfuerzos que se producen al alcanzar con la forma de revolución las intersecciones con las bóvedas de fachada. Como por otra parte la teoría solo puede desarrollarse desde el punto de vista elástico prescindiendo de toda deformación no elástica del hormigón consideramos que es necesario hacer un modelo experimental sobre el cual pueden traducirse las formas de trabajo y que nos permita por una sencilla ley de escalas racionalmente escogida asegurar sin discusión posible las buenas condiciones de resistencia del conjunto».

–70. P.L. Nervi, *Scienza o arte*, cit. alla nota 9; id., *Pensieri*, cit. alla nota 9.

–71. Per un approfondimento su queste vicende cfr. F. Arredondo, C. Benito, G. Echegaray, J. Na-

dal, A. Paez, F. Del Pozo, *La obra de Eduardo Torroja*, Instituto de España, Madrid 1977. Cfr. anche P. Cassinello (a cura di), *Félix Candela. Centenario 2010. La conquista de la esbeltez*, Universidad Politécnica de Madrid y Fundación Juanelo Turriano, Madrid 2010, pp. 82-87.

–72. Cfr. LCEMC-CEDEX, pratica n. 16.889, novembre 1957.

–73. *Ibidem*, pratica n. 15.944, gennaio 1957.

–74. *Ibidem*, pratica n. 19.340, 1962. I disegni del progetto sono del 1958.

–75. AT-CEHOPU, E. Torroja, *La cubierta laminar del Frontón Recoletos*, manoscritto originale, Madrid, 1936. Si veda in particolare J. Antuña Bernardo, *Las estructuras de edificación de Eduardo Torroja Miret*, tesi di dottorato, Madrid, ETSAM, 2002, pp. 257-260. Per un approfondimento sulle esperienze sperimentali condotte da Torroja cfr. anche B. Bassegoda Musté, *Algunos ensayos sobre técnica edificatoria*, Universidad Politécnica de Barcelona, Barcelona 1974, pp. 22-38; E. Torroja, *Estrutura de las tribunas del nuevo Hipódromo de Madrid*, “Revista de Obras Públicas”, n. 2714, 1 giugno 1941, pp. 213-221; E. Torroja, *El cálculo de una lámina cilíndrica polilobular*, “Revista de Obras Públicas”, n. 2721, 1 gennaio 1942; *De la construcción a la ciencia. Ayer y hoy de Eduardo Torroja*, Real Academia de Ciencias - Academia de Ingeniería, Madrid 2000, pp. 89-114; *La modernidad en la obra de Eduardo Torroja*, catalogo della mostra (Madrid, Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, giugno 1979), Ediciones Turner, Madrid 1979.

–76. Cfr. J. Antuña Bernardo, *Las estructuras de edificación*, cit. alla nota 75, pp. 257-260.

–77. Cfr. E. Torroja, *Razón y Ser de los Tipos Estructurales*, Instituto Tecnico de la Construcción y del Cemento, Madrid 1957 (trad. it. a cura di F. Levi, UTET, Torino 1966).

–78. E. Torroja, *La concezione strutturale*, UTET, Torino 1996, p. 368.

–79. *Ibidem*, p. 12.

–80. *Ibidem*, p. 387.

–81. Cfr. *Carlos Fernández Casado. Ingeniero*, CEHOPU, Madrid 2007, p. 60 e sg.

–82. Il laboratorio viene anche chiamato “Prove costruzioni e modelli”.

–83. Al Politecnico di Milano esisteva già, fin dagli anni Sessanta dell'Ottocento, un laboratorio dedicato alle prove sui materiali. Infatti «già nel 1865 il Prof. Celeste Clericetti acquistava a Parigi una macchina di prova da 25 t. Nel 1927, con il trasferimento del Politecnico in Città Studi venivano collocati, nel padiglione Ingegneria Civile e nel padiglione Sud, il “Gabinetto di Costruzione di Ponti e Grandi Strutture Speciali” e il “Laboratorio di Prova dei Materiali”; quest'ultimo veniva in seguito annesso alla cattedra di Scienza delle Costruzioni ed all'omonimo Istituto». Cfr. il sito [http://www.stru.polimi.it/IT/Strutture\\_Prove\\_Materiali.plp](http://www.stru.polimi.it/IT/Strutture_Prove_Materiali.plp) (consultato il 21 ottobre 2010). Per

un approfondimento sull'attività del Laboratorio Prove Materiali alla fine degli anni Venti si veda G. Revere, *Il nuovo laboratorio prove materiali del R. Politecnico di Milano*, “L'Energia Elettrica”, luglio 1929.

–84. «Gentilissimo Sig. Professore Ing. Arturo Danusso – Milano. Facendo seguito a quanto Le scrissi da Bergamo dal Consiglio dell'Italcementi, ho sottoposto la Sua idea, circa la fondazione dello speciale Laboratorio di studi. Ed i componenti del Consiglio, approvando altamente la Sua bella iniziativa, hanno deciso su mia proposta di contribuire, una volta tanto, con la somma di L. 200.000 ... per l'attuazione di detto Laboratorio. ... Mi riserbo poi di perorare – come Presidente della Federazione – presso gli altri industriali, affinché la Sua bella quanto utile iniziativa venga coronata da completo successo» (Archivio Centrale del Politecnico di Milano, lettera di Antonio Pesenti a Arturo Danusso, 9 giugno 1930).

–85. Per una descrizione degli ambienti e delle attrezzature si rimanda a A. Danusso, G. Oberti, *Il Laboratorio “Prove modelli e costruzioni”*, cit. alla nota 47. Accanto alle suddette attività di ricerca, il Laboratorio milanese assolveva anche funzioni didattiche: difatti dalle ricerche qui sviluppate fu prodotta una grande quantità di materiale fotografico e da proiezione utile alle lezioni dei docenti dell'Istituto di Scienza delle Costruzioni, e dal 1936 Guido Oberti cominciò a preparare esercitazioni apposite – specialmente fotoelastiche – destinate agli ingegneri allievi della Scuola Specializzazione Cementi Armati.

–86. A. Danusso, G. Oberti, *Indagini sperimentali*, cit. alla nota 41, p. 3.

–87. G. Oberti, *Il Laboratorio “Prove modelli e costruzioni”*, cit. alla nota 47, pp. 5-6.

–88. Presso l'Archivio Centrale del Politecnico di Milano sono conservate parecchie richieste di rinnovo del passaporto di Oberti (solitamente scritte da Danusso), risalenti agli anni Quaranta, finalizzate a viaggi all'estero per visitare laboratori di ricerca. In particolare si può citare la seguente: «Lo scrivente [Oberti] prega che gli venga rilasciata una dichiarazione pel rilascio del passaporto per la Svizzera, attestante la necessità di recarsi presso il Laboratorio Federale di Prove e Istituto Sperimentale a Zurigo e in visita presso varie Ditte Industriali (Amsler di Schaffousen, Huggenberger di Zurigo, Stoppani di Berna) sia allo scopo di perfezionare gli studi e le ricerche sperimentali che ha in corso presso questo Laboratorio [il Laboratorio “Prove modelli e costruzioni”], sia per fornire notizie sui progressi delle apparecchiature scientifiche svizzere al Centro di Stabilità delle Costruzioni del C.N.R. di cui è membro» (Archivio Centrale del Politecnico di Milano, lettera di Guido Oberti alla Direzione del Politecnico di Milano, 5 marzo 1946).

–89. Tra il 1932 e il 1938 Oberti produce ben 17 pubblicazioni riguardanti le diverse tecniche di

sperimentazione nel campo delle costruzioni: G. Oberti, *La fotoelasticità*, in *Rendiconti del Seminario Matematico e Fisico di Milano*, Milano 1932, p. 35; id., *Indagini sperimentali sulle costruzioni con l'ausilio di modelli*, in *Atti Scuola Spec. Cementi Armati Fond. Pesenti*, Hoepli, Milano 1935, p. 115; id., *Indagini mediante modelli delle tensioni in strutture sollecitate prevalentemente dal peso proprio*, estratto dalla rivista “Il Politecnico”, n. 5, 1934, p. 4; id., *Studi sperimentali delle azioni termiche in strutture, con particolare riferimento alle dighe ad arco*, nota preparata alla Pontificia Accademia delle Scienze il 17 novembre 1935, p. 11; id., *L'uso dei modelli per lo studio dello stato di sollecitazione in strutture: concetti fondamentali e recenti applicazioni*, “Energia elettrica”, gennaio 1936, p. 8; id., *Su una decomposizione caratteristica dei tensori doppi*, in *Rendiconti del R. Istituto Lombardo di scienze e Lettere*, adunanza del 16 aprile 1936, p. 6; id., *Esperienze di elasticità su colonne di marmo*, “Il Politecnico”, n. 10, 1936, p. 6; id., *Studi sul comportamento statico di archi circolari considerati come elementi di dighe a volta*, “Energia Elettrica”, ottobre 1936, p. 8; id., *Propagazione ondosa in sistemi imperfettamente elastici*, memoria presentata alla R. Accademia Nazionale dei Lincei il 3 gennaio 1937, p. 7; id., *Sul comportamento statico di archi incastrati notevolmente ribassati tipo ponte del Risorgimento*, Libreria Editrice Politecnica, Milano 1937, p. 35; id., *Lezioni di «Indagini sperimentali sulle costruzioni»*, riassunto pubblicato dalla Libreria Editrice Politecnica, Milano 1937; id., *Indagini sperimentali su di un telaio multiplo in cemento armato*, Libreria Editrice Politecnica, Milano 1937, p. 30; id., *Prove comparative sopra elementi di cemento armato con particolari casseforme laterizie*, in collaborazione con A. Danusso e G. Ceruti, Bollettino n. 1, Principato, 1935, p. 42; id., *Contraintes dans les poutres à axe brisé*, in collaborazione con A. Fava, I. Bertolini, in *Comptes Rendus II Congrès du Béton Armé*, Berlin 1936, p. 12; id., *Determinazioni sperimentali su particolari tipi di solaio a struttura mista di cemento armato e laterizi*, in collaborazione con A. Danusso e G. Ceruti, Estratto da “Cemento Armato”, febbraio 1937, p. 9; id., *La collaborazione del calcestruzzo teso in una struttura in cemento armato, dall'esame dei risultati di una prova in sito*, “Cemento Armato”, giugno-luglio 1938, p. 9; id., *Ricerche sul comportamento elastico di archi a spessore variabile considerati come elementi di dighe a volta*, “Energia Elettrica”, agosto 1938, p. 6.

–90. P.L. Nervi, *Contributo italiano nel campo della sperimentazione su modelli*, in *L'ingegneria italiana nel mondo*, atti del XV Convegno Nazionale degli Ingegneri Italiani (Politecnico di Milano, 15-17 novembre 1968), De Silvestri, Milano 1968, pp. 3-6.

–91. *Ibidem*.

–92. La celluloida presentava diversi pregi: facile



lavorabilità, grande omogeneità e basso modulo elastico relativamente alla notevole resistenza. Grazie ad esperienze preliminari di laboratorio fu possibile stabilire il modulo elastico della celluloida utilizzata:  $E_{\text{cell}}$  a compressione semplice = 190 kg/mmq;  $E_{\text{cell}}$  a trazione semplice = 205 kg/mmq.

– 93. In diversi testi Nervi riporta un diverso valore per questa scala: 1:20 (come nella citazione riportata poco sopra) o 1:25 (ad esempio in P.L. Nervi, *El lenguaje arquitectónico*, Est. Graf. Platt SAC e I., Buenos Aires 1951, p. 51).

– 94. G. Oberti, *La modellazione strutturale*, cit. alla nota 58. Le misure delle deformazioni furono effettuate mediante flessimetri capaci di apprezzare il centesimo di millimetro per la misura degli spostamenti, ed estensimetri meccanici “Huggenberger” di varia sensibilità (con amplificazioni da 300 a 2000 volte circa) per la misura delle deformazioni locali. I flessimetri vennero ammarati ad una incastellatura in ferro indipendente dal modello e poggiante a terra. Gli estensimetri invece vennero applicati utilizzando dei leggeri morsetti in “electron”.

– 95. *Ibidem*.

– 96. Cfr. M.A. Chiorino, *La sperimentazione nell'opera di Pier Luigi Nervi*, in *Pier Luigi Nervi: Architettura come Sfida*, cit. alla nota 8, p. 71.

– 97. Il peso fu stimato in 80 kg/m<sup>2</sup> e aumentato a 100 kg/m<sup>2</sup> per tenere conto anche di un piccolo sovraccarico accidentale.

– 98. A causa dell'inclinazione della volta i nodi laterali risultarono più caricati. Durante le prove si tenne inoltre conto della variazione di altezza degli archi.

– 99. Avendo una lettura di andata e una di ritorno per ogni ciclo, si ottennero sei misure, la cui media fornì quella assunta per sintetizzare il comportamento elastico della struttura.

– 100. «Poiché:  $\sigma_m = \epsilon_m \cdot E_{\text{cell}}$  risultavano in definitiva le tensioni normali  $\sigma$  reale =  $\sigma_m \cdot \chi \lambda^{-2}$  nel prototipo (essendo qui  $\lambda = 37,5$ ;  $\chi = 7150$  pel peso proprio e 3320 pel vento)» (G. Oberti, *La modellazione strutturale*, cit. alla nota 58).

– 101. Le relazioni di laboratorio riferite a queste prove sono purtroppo andate perdute. La descrizione di queste prove è quindi basata sui resoconti offerti ad esempio in G. Oberti, *La modellazione strutturale*, cit. alla nota 58.

– 102. P.L. Nervi, *Contributo italiano*, cit. alla nota 90, p. 1.

– 103. A. Danusso, *Note introduttive*, cit. alla nota 47, p. 4.

– 104. Cfr. C. Greco, *Pier Luigi Nervi*, cit. alla nota 11, pp. 182-187; M. Sassone, E. Piccoli, *Otto aviorimesse*, cit. alla nota 10.

– 105. G. Oberti, *La modellazione strutturale*, cit. alla nota 58.

– 106. P.L. Nervi, cit. in A.L. Huxtable, *Pier Luigi Nervi*, George Braziller, New York 1960 (trad. it. Il Saggiatore, Milano 1960, p. 23).

– 107. Questa è un'espressione che Nervi utilizza-

rà in molte occasioni. Ad esempio cfr. P.L. Nervi, *Scienza o arte del costruire? Caratteristiche e possibilità del cemento armato*, Edizioni della Bussola, Roma 1945, p. 10.

– 108. Specifica ancora Nervi nel 1938: «Il calcolo statico, basato su ipotesi semplificative, ha indicato in prima approssimazione gli sforzi nelle varie nervature; una accurata ricerca sperimentale su modello, eseguita dal Laboratorio di Scienza di Costruzioni del Politecnico di Milano, ha permesso di controllare e confermare tali risultati e fornito preziosi elementi per la redazione e lo sviluppo del progetto definitivo» (P.L. Nervi, *Un'aviorimesse*, cit. alla nota 21, p. 6). Cfr. anche S. Poretta, *Pier Luigi Nervi, costruttore italiano*, in C. Olmo, C. Chiorino (a cura di), *Pier Luigi Nervi: Architettura come Sfida*, cit. alla nota 8, p. 122.

– 109. Cfr. P.L. Nervi, *Scienza o arte del costruire?*, cit. alla nota 107, tav. III.

– 110. Cfr. P.L. Nervi, *Costruire correttamente*, cit. alla nota 24, tavv. XXXVII e XXXIX.

– 111. MAXXI-PLN, lettera da Pier Luigi Nervi a Piero Locatelli, 15 luglio 1957.

– 112. Nervi si era cimentato sul tema del Palazzo dell'Acqua e della Luce e successivamente nel progetto di alcuni padiglioni espositivi. Cfr. C. Greco, *Pier Luigi Nervi*, cit. alla nota 11, pp. 127-147.

– 113. Sulle vicende relative ai progetti per l'Esposizione Universale del 1942 si veda A. La Torre, *Arco monumentale*, in M. Calvesi, E. Guidoni, S. Lux, *E42. Utopia e scenario del regime*, Marsilio, Venezia 1987, pp. 467-470.

– 114. Il problema statico dell'arco era stato studiato da Di Berardino, che aveva «determinata in modo elegante la legge di variazione dei pesi propri della sua struttura diretta ad ottenere che la curva delle pressioni dovute al peso stesso, corrispondesse quasi integralmente alla forma semi-circolare prefissata dall'Architetto Libera, condizione che eliminava in tutto l'arco sforzi di tensione e quindi la necessità di armature metalliche» (P.L. Nervi, *Un arco monumentale in conglomerato non armato*, “Casabella-Costruzioni”, n. 176, agosto 1942, p. 23).

– 115. Cfr. C. Greco, *Pier Luigi Nervi*, cit. alla nota 11, pp. 141-143. Cfr. anche P.L. Nervi, *Scienza o arte del costruire?*, cit. alla nota 107, pp. 118-120.

– 116. Brevetto n. 370205, Ingg. Nervi e Bartoli Anonima per Costruzioni, 4 gennaio 1939 e brevetto n. 369975, Ingg. Nervi e Bartoli Anonima per Costruzioni, 5 gennaio 1939, cit. in C. Greco, *Pier Luigi Nervi*, cit. alla nota 11, note a p. 143.

– 117. Ad esempio in P.L. Nervi, *Un arco monumentale*, cit. alla nota 114, pp. 23-25 e in P.L. Nervi, *Scienza o arte del costruire?*, cit. alla nota 107, pp. 117-120 e tavv. XIII, XIV, XV.

– 118. Nel frattempo infatti Arturo Danusso, nelle vesti di consulente, esprimeva seri dubbi sull'efficienza statica di una struttura completamente disarmata, e di conseguenza si cominciò a studiare una soluzione in cemento armato, a lungo osteg-

giata da Nervi: «Dal punto di vista statico l'arco in sé non presentava difficoltà molto gravi, tanto vero che, malgrado i dubbi manifestati da un tecnico di grandissima, non comune, competenza quale il prof. Danusso, sono tuttora convinto che sarebbe stato perfettamente stabile anche se eseguito in conglomerato cementizio, non armato» (P.L. Nervi, *Scienza o arte del costruire?*, cit. alla nota 107, p. 117). Cfr. anche id., *Un arco monumentale*, cit. alla nota 114.

– 119. «Su proposta dell'Ufficio studi dei servizi tecnici, nel febbraio 1939, la Nervi & Bartoli è incaricata della costruzione del modello in scala dell'arco e dell'esecuzione delle prove sperimentali in collaborazione con l'Istituto di scienza delle costruzioni del Politecnico di Milano; lo studio teorico, il calcolo e la direzione delle prove vengono affidate allo stesso progettista ing. Di Berardino in collaborazione con il prof. Danusso, consulente dell'Ente» (A. La Torre, *Arco monumentale*, cit. alla nota 113, p. 469).

– 120. P.L. Nervi, *Un arco monumentale*, cit. alla nota 114.

– 121. «La primitiva idea dell'arco simbolico di Roma prevedeva la sua realizzazione in cemento senza ferro. Però per l'attuazione si era dovuta adottare una soluzione costruttiva in cemento armato, sia pure in percentuale minima. L'arco avrebbe così costituito un elemento unicamente spettacolare senza eccezionali caratteristiche né dal punto di vista tecnico né da quello autarchico ... Realizzando invece l'arco in alluminio, come si è oggi progettato, non solo si viene a realizzare l'elemento simbolico e spettacolare dell'E 42, ma si compie insieme una vera affermazione tecnica, in quanto nel mondo non è stata ancora realizzata alcuna costruzione in alluminio di tale mole, e una dimostrazione di assoluta autarchia, essendo l'alluminio metallo italiano nella sua totalità di produzione» (G. Minnucci, cit. in A. La Torre, *Arco monumentale*, cit. alla nota 113, p. 469).

– 122. «Anche senza insistere sul ben diverso risultato estetico dell'arco cementizio – vera sintesi, nello spirito e nelle possibilità tecniche di oggi, del più tipico elemento strutturale della Romanità – si può essere certi che ogni spettatore nella semplice frase: “È senza ferro” avrebbe avuto la piena sensazione dell'atto di volontà compiuto e della vittoria conseguita» (P.L. Nervi, *Un arco monumentale*, cit. alla nota 114, p. 25).

– 123. A novembre del 1939 viene completato da Covre il progetto di arco in “Avional D”, avente corda pari a 300 metri e freccia di 170,90 metri.

– 124. Aristide Giannelli, ordinario di Scienza delle Costruzioni durante gli anni del fascismo, aveva tentato di fondare a Roma, prima della guerra, un laboratorio sperimentale nel suo Istituto, ma con esiti diversi da quelli ottenuti da Danusso. «Nei primi anni della ricostituzione, è Giulio Ceradini a condurre qui le sperimentazioni più interessanti, in particolare su una tipologia di ponte in cemento

armato ordinario ad arco che sarà molto impiegata, soprattutto nell'Italia centrale, per la sua particolare capacità di ambientamento: il ponte “tipo Maillart”, ad arco sottile e impalcato irrigidente» (T. Iori, *L'ingegneria del «miracolo italiano»*, “Rassegna di architettura e urbanistica”, anno XLI, n. 121-122, gennaio-agosto 2007, p. 45).

– 125. Cfr. A. La Torre, *Arco monumentale*, cit. alla nota 113.

– 126. «L'ing. Di Berardino intanto prende contatti con la Direzione superiore studi ed esperienze del Ministero dell'aeronautica e segue le prove sperimentali svolte a Guidonia e intese a verificare le pressioni esercitate dal vento sopra i vari tronchi dell'arco e lo spostamento orizzontale in chiave, problema che, in sede di progetto, ha già portato alla necessità di introdurre nelle strutture dei profilati in acciaio. Nella sua relazione del 20 febbraio 1940 egli espone i risultati ottenuti sottolineando la necessità, in sede di esecutivo, di sottoporre anche il modello dell'intero arco ad accurate esperienze aerodinamiche e di tener conto delle sollecitazioni dinamiche che il vento induce nell'arco» (A. La Torre, *Arco monumentale*, cit. alla nota 113, p. 470).

– 127. All'inizio del 1940 Danusso ricevette l'incarico di assistere la S.A. Lavorazione Leghe Leggere in tutto il lavoro di preparazione teorica e sperimentale per la nuova versione dell'arco: in un primo momento fu proposta la realizzazione di un modello in lega leggera, ma successivamente si optò per un modello più piccolo in celluloida, in scala 1:200. Sul modello furono riprodotti gli effetti del peso proprio e del vento, ed esaurite le prove con tali carichi si condussero prove ad oltranza con carichi progressivamente crescenti, applicati contemporaneamente in senso verticale ed orizzontale. Grazie ai noti rapporti di scala fu così possibile passare dallo studio delle inflessioni sul modello a quelle dell'arco reale. Successivamente, i risultati dello studio sperimentale vennero confrontati con i calcoli di progetto. Cfr. ISMES, Prof. Ing. Arturo Danusso, *Grande Arco Esposizione Roma (prove di laboratorio su modello in celluloida) – Relazione sui criteri informatori delle prove e commento dei risultati a suo tempo consegnati in una relazione descrittiva*, 10 ff. dattiloscritti corredati da diversi grafici e tavole, 30 dicembre 1943.

– 128. A. Giannelli, cit. in A. La Torre, *Arco monumentale*, cit. alla nota 113, p. 470.

– 129. Cfr. *ibidem*.

– 130. Su questi temi si veda C. Greco, *Pier Luigi Nervi*, cit. alla nota 11.

– 131. Cfr. *ibidem*, p. 182.

– 132. Cfr. C. Greco, *The Ferro-Cemento Experimental Storehouse by P.L. Nervi, Rome, 1945*, in *Conference Proceedings of Docomomo Third International Conference* (Barcellona, 16-19 settembre 1994), Barcellona 1994; C. Greco, *Pier Luigi Nervi e il Ferrocemento*, “Domus”, n. 766, dicembre 1994, pp. 80-83.

– 133. Cfr. P.L. Nervi, *Nuove possibilità per le costruzioni navali in cemento armato*, Ingg. Nervi & Bartoli - Anonima per Costruzioni, Roma 1946.

– 134. Cfr. anche G. Grandori, G. Oberti, *Prime esperienze sulla deformabilità e resistenza a trazione di provini in ferro cementato*, relazione inedita, s.d., CSAC, cit. in C. Greco, *The «Ferro-Cemento» of Pier Luigi Nervi, the New Material and the First Experimental Building*, in *Proceedings of the IASS International Symposium 1995*, (Milano, 5-9 giugno 1995), Padova 1995. Cfr. anche P.L. Nervi, *Scienza o arte del costruire?*, cit. alla nota 107, tav. XXVI.

– 135. Cfr. C. Greco, *Pier Luigi Nervi*, cit. alla nota 11, pp. 219-225.

– 136. G. Oberti, *Structural Design and Testing, by Means of Models, of Some Special Constructions (using ferro-cement)*, pubblicato nei pre-prints dell'International Symposium on Ferrocement, tenutosi presso l'ISMES di Bergamo nei giorni 22-24 luglio 1981, 4ª sessione, RILEM-ISMES 1981.

– 137. Preciserà Oberti molti anni dopo: «architectural design was sketched by P.L. Nervi and the final design by the author» (*ibidem*).

– 138. Cfr. P.L. Nervi, *Costruire correttamente*, cit. alla nota 24, tav. XXXVIII; G. Oberti, *Structural Design and Testing*, cit. alla nota 136.

– 139. «The model was built up of the same material as the prototype, that is, of mortar prepared with “Ultracem” cement, in the proportion of 1 t/m<sup>3</sup> of mix. Areas and moments of inertia of frame steel-rod are approximately proportional to those of the prototype. Networks, weighing 0.4 kg/m<sup>2</sup>, were placed in 3 to 5 layers. The intermediate square-net stiffening the meshes, which in the prototype was made up of 6 cm-diam, 20 cm-pitch rods, in order to keep proportional ratios between area. Owing to the difficulty of stretching meshes on the model with its double curvature, the plastering of meshes could not be performed and therefore a form was used for pouring. This procedure proved the impossibility of keeping minimum planned thicknesses because of the rising of meshes (anchored to the form below) with the interposing of the pouring mortar between meshes and the surface of the scaffolding. Therefore, thicknesses of about 12 mm were reached, rather than the 6 mm planned, whereas for higher thickness areas the devised sizes could be kept» (G. Oberti, *Structural Design and Testing*, cit. alla nota 136).

– 140. «21 deflectometers were employed for inflections; their support was independent of the model. Strains were measured by gauges at the cover points and on the upper wind braces. Electrocousting gauges were used for measures on steel pipes, at the shed openings. Stresses at the most characteristic points were deduced, as well as the isostatic lines» (*ibidem*).

– 141. «Many calculations were made with various assumptions and structure partition into elements, in order to define, for each hypothetical scheme

of shell static working, both the central deflection and stresses at the most significant points. These calculations were aimed at the comparison with experimental data, and, subsequently, selection of the scheme which was nearest to the actual static behaviour of the structure. The scheme that provided the values, both as deflection and stresses that were nearest to those obtained from the tests, was that planned on the assumption that the shed was formed by three elements: two extreme ones, essentially stiff (each consisting of the head and of the first covering section without skylight), and the third, central one, acting as beam partially clamped in the first two elements and formed by ferro-cement covering the skylight area» (*ibidem*). Di seguito, nello stesso articolo, sono riportati i risultati ottenuti.

– 142. *Ibidem*.

– 143. P.L. Nervi, *El lenguaje arquitectónico*, cit. alla nota 93. Per un approfondimento sull'attività di Nervi in Argentina cfr. R. Martinis, *Pier Luigi Nervi in Argentina: elementi per la costruzione di una fama internazionale*, in G. Bianchino, D. Costi (a cura di), *Cantiere Nervi. La costruzione di un'identità. Storia, geografie, paralleli*, Skira, Milano 2012, pp. 236-240.

– 144. Per un approfondimento su questi argomenti si vedano: R. Castagna, *Escuela de Arquitectura y Urbanismo*, Catálogo de la exposición realizada en el hall del Pasaje Dardo Rocha, La Plata 1953; A. Nicolini, C. Paolasso, *Racionalismo y arquitectura organica en Tucumán*, in M. Waisman et al. (a cura di), *Documentos para una historia de la arquitectura argentina*, Ed. Summa, Buenos Aires 1984; P. Lier-nur, *Architetti italiani nel secondo dopoguerra nel dibattito architettonico nella “Nuova Argentina”. Fuochi di paglia*, “Metamorfosi 25/26: Argentina dal Neorinascimento al Moderno (1850-1950)”, 1995; F. Maragliano, *El Instituto de Arquitectura y Urbanismo de Tucumán. Modelo arquitectónico del Estado y Movimiento Moderno en Argentina, 1946-1955*, tesi di dottorato, Escuela Técnica Superior de Arquitectura, Universidad Politécnica de Madrid, España 2003. Cfr. anche M. Carranza, *Innovaciones en la enseñanza: El desembarco de los talleres verticales en arquitectura (1955-1966)*, in M. de la Paz Echeverría, P. Vestfrid (a cura di), *Tride-caedro: jóvenes investigadores en Ciencias Sociales de la UNLP*, Edulp (Editorial de la Universidad de La Plata), La Plata 2010, pp. 25-44.

– 145. Cfr. F. De Ambrosis, *Occasioni dell'altro mondo. La collaborazione Italo-Argentina per la città universitaria di Tucumán*, “Le culture della tecnica”, anno VIII, n. 1, 2001, pp. 117-138.

– 146. Conosciuto anche con il nome di University City Management Center.

– 147. Nel 1948 infatti tra i vari italiani che insegnavano nella Scuola (Calcaprina, Piccinato, Tedeschi e ovviamente Rogers) troviamo anche il nome di Oberti. La partecipazione di Nervi alle vicende della Scuola di Architettura di Tucumán non è documentata. Si sa però che nel gennaio del 1953 fu

invitato a tenere un corso di Architettura strutturale presso la facoltà di Arquitectura y Urbanismo di Tucumán. L'invito sarà rinnovato a settembre dello stesso anno da Gino Calcaprina, ma senza esito. Cfr. MAXXI-PLN, “Corrispondenza Argentina”. Questa corrispondenza mi è stata segnalata da Roberta Martinis.

– 148. G. Oberti, *Structural Design and Testing*, cit. alla nota 136.

– 149. «The model was built on scale 1:25, using a special cement mortar, and reinforced with steel wire multi-net (ferrocement) 0.4 mm diam, 1 cm side, arranged in a suitable number in relation to foreseeable stress states» (*ibidem*).

– 150. Per la valutazione degli sforzi locali furono impiegati estensimetri meccanici (Huggenberger) ed elettroacustici (Galileo).

– 151. G. Oberti, *Structural Design and Testing*, cit. alla nota 136.

– 152. «Subsequent agreements were reached by the author [Oberti] with Ing. Nervi and Bartoli contractor for the in-situ working. To make the construction easy and improve the aesthetic-architectural aspect, special prefabricated triangular elements were conceived, thus forming the shells by means of a mesh of small beams which join the element themselves and are strengthened by a “ferro-cement” slab» (*ibidem*).

– 153. Cfr. P.L. Nervi, *Scienza o arte dell'ingegnere?*, cit. alla nota 9.

– 154. P.L. Nervi, *Scienza o arte del costruire?*, cit. alla nota 107, pp. 9-10.

– 155. «... la grandiosità e perfezione tecnica di molte realizzazioni del passato dimostrano che, partendo dalla sola intuizione e dalla interpretazione di esperienze statiche offerte dalla quotidiana realtà costruttiva, questi nostri predecessori avevano potuto formarsi una sensibilità statica, la cui efficacia ed acutezza sono misurate dalla eccellenza delle opere costruite» (*ibidem*, p. 10).

– 156. *Ibidem*, pp. 10-11.

– 157. *Ibidem*, p. 11.

– 158. *Ibidem*, p. 25. Come ha evidenziato Tullia Iori, la profonda differenza tra questi due sistemi ebbe non pochi riflessi nella storia del cemento armato in Italia: durante il periodo più rigido dell'autarchia fascista, la maggiore complessità nel calcolo di una struttura iperstatica – difficoltà alla quale si sopperiva sovente attraverso un sovradimensio-

namento dei materiali impiegati nella costruzione – generò un ripiegamento di molte imprese verso sistemi isostatici, che essendo staticamente determinati permettevano la riduzione dei ferri d'armatura allo stretto indispensabile. Cfr. T. Iori, *Il cemento armato*, cit. alla nota 31, pp. 196-197.

– 159. P.L. Nervi, *Scienza o arte del costruire?*, cit. alla nota 107, p. 25.

– 160. *Ibidem*, p. 26.

– 161. *Ibidem*.

– 162. *Ibidem*, p. 27.

– 163. Cfr. P.L. Nervi, *Ancora sul “senso dell'architettura”*, “Domus”, n. 244, marzo 1950. In questo articolo Nervi chiarisce le sue posizioni teoriche, a suo parere in parte travisate dall'articolo di Pica apparso su “Domus” pochi mesi prima. Cfr. A. Pica, *Senso dell'architettura*, “Domus”, n. 241, dicembre 1949, pp. 26-27.

– 164. P.L. Nervi, *Scienza o arte del costruire?*, cit. alla nota 107, p. 29.

– 165. *Ibidem*, p. 30.

– 166. P.L. Nervi, *Ancora sul “senso dell'architettura”*, cit. alla nota 163.

– 167. P.L. Nervi, *Scienza o arte del costruire?*, cit. alla nota 107, pp. 31-32.

– 168. *Ibidem*, p. 32.

– 169. *Ibidem*. Può essere interessante affiancare le seguenti parole di Torroja: «Infine, il progettista non deve dimenticare che se, in taluni casi, peraltro non molto numerosi, l'analisi si rivela incapace di risolvere il problema statico, si dispone ancora, per garantire la sicurezza di una struttura qualsiasi, per complicata che essa sia, dei metodi sperimentali o analitico-sperimentali. Tali metodi sono efficacissimi, ed addirittura insostituibili, nel caso di strutture massicce che presentino dimensioni dello stesso ordine di grandezza nelle tre direzioni e contorni complicati – tipico esempio le dighe ad arco-gravità fondate su terreno eterogeneo –. È chiaro però che tali metodi richiedono delle installazioni costose, e del personale altamente specializzato; essi sono pertanto particolarmente adatti nel caso di strutture delicate e molto impegnative» (E. Torroja, *La concezione strutturale*, cit. alla nota 78, pp. 395-396).

– 170. P.L. Nervi, *Scienza o arte del costruire?*, cit. alla nota 107, p. 32.

– 171. *Ibidem*.

– 172. *Ibidem*, p. 33.



PIÙ BENEDETTI DENARI CHE SI SPENDONO  
A CHI VUOL FABBRICAR SONO I MODEGLI  
(Dal Vasari) Michelangelo



**ismes**  
ISTITUTO SPERIMENTALE  
MODELLI E STRUTTURE

# 1 ORGANIZZAZIONE · IMPIANTI · ATTIVITÀ

BERGAMO · SETTEMBRE 1953

## 1951-1961. Da Milano a Bergamo: la nascita dell'ISMES

Copertina di  
"I Quaderni ISMES",  
n. 1, settembre 1953.

L'esigenza di rimettere in sesto un Paese stremato e malridotto al termine della dolorosa parentesi bellica fornì le condizioni per una ripartenza difficile ma carica di fiducia. L'Italia dell'immediato dopoguerra si trovava infatti di fronte alla necessità di sviluppare un ingente piano di ricostruzione, che tra le prime cose avrebbe dovuto ricomporre la rete infrastrutturale ed energetica decimata dalle distruzioni e da anni di forzata carenza di manutenzione. Tra i settori trainanti della rinascita c'era anche quello dell'energia idroelettrica, al quale era particolarmente legato il piccolo laboratorio milanese di Arturo Danusso, che proprio dai progetti e dalle indagini sperimentali sulle dighe traeva le commesse più consistenti.

In questo ambito importanti segnali di ripresa si ebbero già a partire dal 1943, quando la caduta della dittatura condusse la Società Adriatica di Elettricità a meditare su ambiziosi piani di sviluppo per un dopoguerra ritenuto, erroneamente, ormai prossimo. Una delle prime iniziative proposte fu quella dello sfruttamento dell'intero bacino imbrifero del Piave, che si sarebbe dovuto attuare partendo dalla realizzazione di un considerevole impianto in località Pieve di Cadore, in provincia di Belluno. Le basi per il progetto di una grande diga in calcestruzzo erano in realtà già state gettate intorno al 1940, ma a causa del conflitto le indagini furono limitate e ripresero a pieno regime solo dal 1946-1947.<sup>1</sup> Data la complessità dell'opera – una diga ad arco-gravità che poneva problemi matematicamente insolubili con i mezzi dell'epoca – la SADE, nella persona dell'ingegnere Carlo Semenza (1893-1961) che ne era direttore tecnico, comprese la necessità di intraprendere una serie di analisi sperimentali ricorrendo all'esperienza della Scuola di Danusso, ormai divenuta un punto di riferimento per questo genere di prove. Dopo il completamento del progetto esecutivo della diga fu prevista la realizzazione di un grande modello cementizio in scala 1:40 per verificarne e ottimizzarne la struttura, ma le possibilità del Laboratorio "Prove modelli e costruzioni" si dimostrarono inadeguate. All'insufficienza delle attrezzature sperimentali (e dello spazio per costruire un modello tanto ingombrante) si sommarono anche questioni economico-gestionali: il regolamento dell'Istituto milanese prevedeva infatti



che la somma stanziata dal committente per una specifica ricerca dovesse essere raddoppiata per destinare la somma eccedente a ricerche di base, facendo così lievitare gli oneri previsti. Queste limitazioni misero in luce come il laboratorio, troppo piccolo per dialogare in maniera efficace con il mondo delle imprese che si spartivano le ingenti commesse legate alla ricostruzione, avesse ormai raggiunto l'apice delle proprie possibilità, e fu chiaro che il suo sviluppo sarebbe dovuto avvenire compiendo una separazione dall'Università, in una nuova sede distaccata ed indipendente.

Contemporaneamente, data la necessità di disporre di centinaia di migliaia di tonnellate di legante cementizio specifico per le opere idrauliche nel bacino del Piave, la SADE pensò di costruire un'apposita cementeria, e Carlo Pesenti (1907-1984), uno dei fondatori della Italcementi, propose di costruirla in zona, a Vittorio Veneto. Per sviluppare questa idea Pesenti prese contatti con Danusso, che era stato suo docente al Politecnico di Milano e che lo aveva ospitato a Cernobbio durante la guerra. Il piemontese sperava che la sintesi delle richieste da parte della SADE e della Italcementi avrebbe potuto finanziare la creazione di un nuovo laboratorio sperimentale, e infatti egli contribuì a far accordare le due società, strappando intorno al 1946 il consenso per la materializzazione di un nuovo organismo: l'Istituto Sperimentale Applicazioni in Calcestruzzo (ISAC) di Bergamo, che si stabilirà su un terreno messo a disposizione da Pesenti nella periferia bergamasca, in prossimità delle case popolari dei suoi dipendenti.

All'iniziativa si accoderà anche la grande impresa di costruzioni di Giuseppe Torno, che avendo ormai ottenuto l'appalto per la realizzazione della diga accettò di assumersi l'onere di costruire un'adeguata struttura di contenimento per il grande modello commissionato a Danusso.<sup>2</sup> La SADE si accollò invece l'acquisto e la costruzione delle strumentazioni di carico e dei dispositivi di misura, in aggiunta alle spese di costruzione e sperimentazione del modello svolte sotto il controllo di Guido Oberti. Poste le adeguate condizioni, tra il 1947 e il 1948 fu quindi realizzato e testato il modello della Diga del Piave in scala 1:40 (lungo circa 10 metri!), seguito da un secondo modello più particolareggiato per il progetto esecutivo. I risultati ottenuti, confrontati con quelli prodotti dalle indagini teoriche svolte in precedenza, dimostrarono efficacemente come dal modello matematico fossero state tratte conclusioni troppo schematiche, mentre grazie all'analisi sperimentale fu possibile ottimizzare – pur conservando un prudente margine di sicurezza – il dimensionamento del progetto riducendo la volumetria del 20 per cento e ottenendo quindi notevoli vantaggi economici. A prove ultimate, la SADE dichiarò infatti di aver risparmiato un miliardo di lire rispetto al progetto originario.<sup>3</sup>

L'ISAC non era però ancora un Istituto abbastanza solido, e al termine di questa felice esperienza si prese atto delle numerose lacune di tale laboratorio, che ad esempio poteva contare su di un organico del personale non adeguatamente strutturato e su tecnici che facevano la spola tra il Politecnico di Milano e Bergamo, limitando così la possibilità di un'attività costante. Ben presto però l'esempio dei modelli per la Diga del Piave, e soprattutto il notevole risparmio ottenuto, attirò una serie di società e di Enti interessati a beneficiare di questo genere di ricerche, la cui composizione è stata efficacemente riassunta da Giorgio Bocca nel 1993:

Sono l'oligarchia dell'energia che ha partecipato alla nascita dell'Italia industriale dopo l'era del carbone e prima di quella del petrolio, prima che nell'Italia repubblicana partisse l'altro grande modello di sviluppo: quello dell'ENI, della FIAT, della Pirelli, dell'IRI cioè del trasporto su strada e su gomma. C'è l'Edison, la potentissima Edison di Di Biasi e di Valerio, con sede in Milano in foro Bonaparte, potenza idroelettrica e finanziaria. Nessuno oggi può avere un'idea di quanto indiscutibile e mitica fosse la sua autorità economica. In un paese a pezzi, dall'incerto futuro, privo di un mercato finanziario funzionante, la grande azienda che incassava mese dopo mese il denaro delle bollette e godeva di una liquidità enorme appariva come un potere eterno e indiscutibile. ... Poi c'è la SADE del conte Volpi di Misurata, del grande capitale veneziano e padovano ... C'è poi il grande cementiere di Bergamo, Carlo Pesenti ..., che ha la sede del suo impero nella città del vescovo-conte, Bergamo, anche lui indiscutibile ... C'è anche la grande impresa di costruzioni di Giuseppe Torno, una delle imprese edili formatesi durante il fascismo con la costruzione delle linee fortificate alpine, le opere nell'Africa orientale e soprattutto nell'industria idroelettrica. E così l'altra impresa dei Lodigiani. Gli elettrici – alla Edison e alla SADE si univano via via tutti gli altri colossi dell'oligopolio – per un interesse preciso, diretto, direi funzionale, le imprese edili per avere delle commesse ... più affidabili, i Pesenti per stare nella stanza dei bottoni, nella stanza dove si decide sull'industria dell'energia.<sup>4</sup>

L'interesse di queste società, che crebbero rapidamente di numero, convogliò pertanto i capitali necessari per la costituzione di un laboratorio sperimentale permanente, e il 6 settembre 1951 – nello studio del notaio Virgilio Neri di Milano – si sancì la nascita ufficiale dell'Istituto Sperimentale Modelli e Strutture (ISMES) alla presenza dei rappresentanti dell'Italcementi, dell'Edison, della Romana Eletticità, della Valdarno, della SADE, della SIP, della Falck, della Montecatini, della Meridionale Eletticità e delle imprese edili Lodigiani, Torno e Girola.<sup>5</sup> La presidenza fu conferita all'unanimità ad Arturo Danusso, che aveva appena lasciato l'Università per limiti d'età, mentre la direzione andò a Guido Oberti.

L'ISMES prese quindi possesso dell'edificio sito in viale Giulio Cesare a Bergamo, progettato dall'architetto Carlo Barbieri (assistente di Oberti presso l'Istituto di Scienza delle Costruzioni del Politecnico di Milano) nel 1947. Nato come Società Anonima senza alcun fine di lucro – «la nostra famiglia vive e si consolida operando non per sé, perché non accantona dividendi, ma per coloro che di essa si valgono e con ciò la sostengono»<sup>6</sup> – l'ISMES prevedeva un Consiglio formato da 15 membri<sup>7</sup> e un Comitato tecnico<sup>8</sup> composto dai direttori tecnici delle compagnie associate, operante come organo consultivo per le principali questioni che riguardavano la sua attività.

Dal registro con i dati delle commesse, conservato oggi presso l'Archivio Storico ISMES di Seriate, è possibile ricostruire accuratamente la cronologia e la quantità delle prove sperimentali svolte a partire dal 1951, monitorando così l'esponentiale crescita dei lavori effettuati. Al primo anno sono riconducibili quattro esperienze: quelle sui modelli per la Diga Pieve di Cadore per la SADE di Venezia (che risalivano al periodo 1947-1949), le «prove statiche su modello di sperone di diga alleggerita» per conto dell'Edison di Milano (datate settembre 1951) e le due «prove statiche su modello di Diga Forte Buso» (datate maggio e novembre 1951) per conto della società Smirrel. Già nel 1952 le commesse registrate sono nove, l'anno successivo quattordici e nel 1961 – dieci anni dopo la nascita ufficiale dell'Istituto – ben 45.

Nell'ottica di diffondere le esperienze qui svolte – sia per procacciare nuove commesse sia per far conoscere in tutto il mondo le linee di ricerca sviluppate – nel 1953 l'ISMES cominciò a pubblicare la serie dei “Quaderni dell'ISMES”, periodi-

co a scadenza variabile in cui venivano raccolti contributi originali o interventi già pubblicati altrove redatti dagli ingegneri dell'Istituto. La sistematicità e la frequenza di questi fascicoli permette di ricostruire le tappe del lavoro scientifico della Scuola fondata da Danusso e qui confluita; inoltre, proprio perché in essi vennero ripubblicati i contributi presentati da Oberti e colleghi su molteplici riviste di settore o in occasione di convegni internazionali, è possibile monitorare i diversi ambiti e i diversi paesi in cui vennero diffuse le conoscenze dell'ISMES, e quindi di contestualizzare il lavoro svolto a Bergamo con quello di altri importanti centri di ricerca in tutto il mondo. A questa collana si devono poi aggiungere le pubblicazioni speciali prodotte dall'ISMES in occasione di particolari ricorrenze (ad esempio la celebrazione dei decennali dell'Istituto).

Il primo numero dei "Quaderni dell'ISMES", edito nel settembre del 1953, mostra chiaramente il fine pubblicitario di questa collana: nelle sue 28 pagine vengono infatti descritti nel dettaglio gli obiettivi, l'organizzazione, i lavori fin qui svolti, i campi di ricerca, le strutture di carico, le strumentazioni di misura eccetera.<sup>9</sup> Con questa pubblicazione si volevano affermare le notevoli dotazioni spaziali e tecniche del nuovo Istituto, che dopo i pazienti anni di gestazione dell'ISAC poteva finalmente proporsi al mondo intero, sottolineando la propria superiorità rispetto ai comuni laboratori di ricerca interni alle Università o a quelli privati. Una superiorità rimarcata più volte da Oberti:

In order to fully appreciate the function performed by the ISMES ..., it should be noted that in Italy most of the study and research work in the field of civil engineering is done by University Institutes. Their work is largely theoretical and in the field of experimental research is confined chiefly to material testing, due also to the limited facilities and staff available for this work. ISMES is a private corporation established for the purpose of solving with adequate financial means and freedom of movement (which, by their own structures, University Institutes do not possess) specific structural problems arising for designers and builders. Therefore, ISMES carries out a technical-scientific activity which is complementary to the activity which is carried out, or should be developed, in the Italian University Research Laboratories.<sup>10</sup>

### Le strutture dell'ISMES all'inizio degli anni Cinquanta

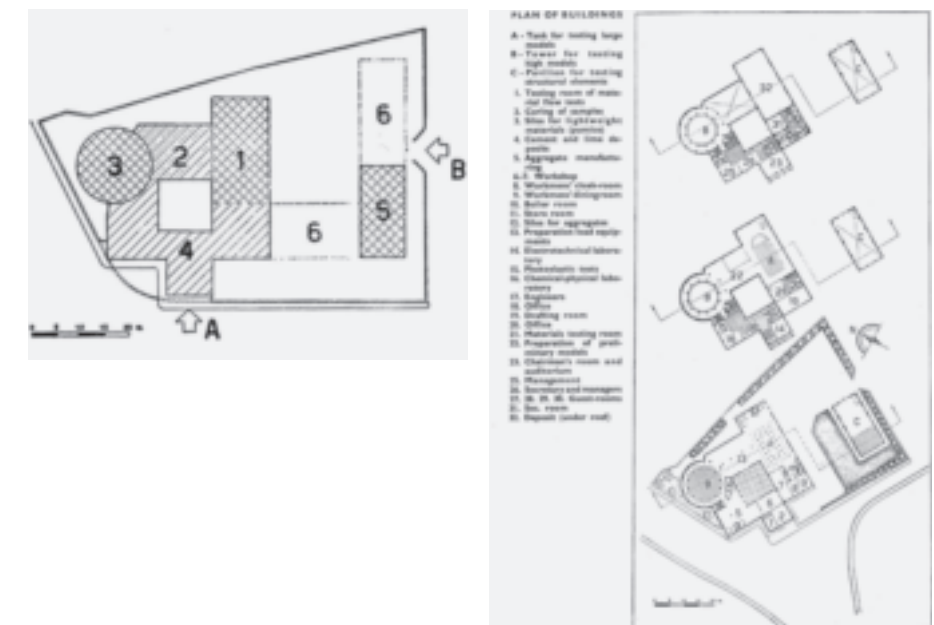
Costruita nel 1947, la sede dell'ISMES fu ampliata già pochi anni dopo, nel 1952. Nel 1953 essa era costituita da un fabbricato disposto attorno a una corte centrale, con l'aggiunta di un padiglione distaccato che sarebbe poi stato collegato al nucleo originario. Nel corpo principale trovavano spazio due dei tre impianti fissi dell'Istituto, costituiti da strutture permanenti in cemento armato atte a contenere i modelli o i prototipi da analizzare. Il primo impianto era una grande vasca a pianta rettangolare su due piani, con uno spazio utilizzabile di circa 10 x 5 metri di base e 3 metri di altezza. Tale struttura era stata costruita nel 1945, in occasione delle citate esperienze sui modelli per la diga del Piave, e nel 1952 venne sopraelevata, diventando il locale privilegiato per lo studio di grandi modelli di dighe (che di solito erano testati due alla volta) grazie anche alla sua solidità. Nel 1952 venne inoltre aggiunta esternamente un'appendice semicircolare con un raggio medio di 2,5 metri.

Il secondo impianto fisso era costituito da una torre cilindrica in cemento armato situata nel corpo occidentale dell'edificio, sviluppata su quattro livelli affacciati su

di uno spazio centrale a tutta altezza, che permetteva ricerche sperimentali su strutture molto alte. La torre, avente diametro interno di 9,80 metri e un'altezza di 16 metri, era stata costruita nel 1952 in occasione dell'ampliamento dell'edificio. Come per l'altro impianto, questa struttura era in grado di resistere a forti spinte orizzontali in tutte le direzioni, grazie a un robusto telaio in cemento armato supportato da 24 colonne. Le fondazioni che reggevano la torre furono realizzate con un'unica base circolare in cemento armato di 17 metri di diametro e 1,5 metri di spessore.

Il terzo impianto fisso, ubicato a poca distanza dal corpo principale e successivamente raccordato a esso, era invece costituito da un padiglione rettangolare alto 10,80 metri con una superficie utile di 210 mq, realizzato per ospitare elementi strutturali prefabbricati e modelli di grandi dimensioni e peso elevato che non esercitassero particolari spinte orizzontali. L'impianto era servito da un carroponte capace di sopportare 12 tonnellate. Nel corpo centrale trovavano inoltre spazio diversi locali contenenti uffici, biblioteca, archivi, laboratori per il confezionamento dei modelli, un laboratorio chimico-fisico, un laboratorio per le indagini fotoelastiche, un laboratorio elettrotecnico, officine, depositi e uno spazio per i test sui materiali.

\_ ISMES, planimetria degli impianti, planimetrie e sezione dei fabbricati, 1953.







\_ Vista esterna e interna della grande torre sperimentale dell'ISMES, 1953.



### Le condotte forzate della Nervi & Bartoli all'ISMES

Pier Luigi Nervi non si fece ovviamente sfuggire l'opportunità di continuare a collaborare con l'amico Danusso anche presso il nuovo Istituto. Le prime occasioni per testare le capacità dell'ISMES si verificarono tra il 1952 e il 1954, in relazione a diversi tipi di condotte forzate per impianti idroelettrici che erano state commissionate all'impresa Nervi & Bartoli dalla SADE di Venezia.

La prima<sup>11</sup> e la seconda<sup>12</sup> esperienza riguardarono i tronchi di condotta forzata in calcestruzzo armato precompresso costruiti dalla Nervi & Bartoli, su incarico della Direzione Costruzioni Idrauliche della SADE, presso il cantiere dell'impianto di Villa Rinaldi, in Friuli; la terza si riferiva invece alla condotta forzata dell'impianto della SADE a Somplago, nella stessa regione. In questi casi, dato il tipo di problema, non si lavorò su modelli in scala ridotta ma direttamente su un prototipo, utilizzando gli stessi materiali da impiegare in cantiere e disponendo così di una fedele aderenza alla realtà. Nel caso dell'impianto di Somplago, si trattava di verificare la resistenza ad alte pressioni di tronchi sperimentali chiamati "tipo Nervi".<sup>13</sup>

Pur risultando marginali rispetto alle sperimentazioni sviluppate da Oberti e colleghi su strutture di respiro ben più ampio, tali esperienze mostrano come il rapporto tra Nervi e l'ISMES coprisse temi profondamente diversificati, riflesso dell'attività progettuale, sperimentale e imprenditoriale condotta dall'ingegnere a Roma. Il fatto poi che queste commesse provenissero dalla SADE, società legata a doppio filo all'Istituto bergamasco, svela i risvolti economici e professionali generati dal rapporto tra Nervi e la Scuola di Danusso, che portavano benefici per entrambe le parti.



\_ Prove su tronchi di condotte forzate presso l'ISMES (Archivio Storico ISMES).

\_ Condotta ad alta pressione progettata da Pier Luigi Nervi, 1952-1953 (Brev. n. 495328 - 1952; U.S. Pat. 2.771.665).



## Il Grattacielo Pirelli

La prima grande chance per saggiare in pieno le strutture del neonato Istituto si presentò a Nervi verso la fine del 1954, con l'inizio della verifica su modello di uno dei suoi massimi capolavori: l'ossatura in cemento armato del Grattacielo Pirelli di Milano, progettata a quattro mani proprio con Danusso. Come in molte altre occasioni, Nervi si trova a dialogare con un team progettuale profondamente articolato, costituito, oltre che dal piemontese, da Giuseppe Valtolina – ingegnere di fiducia della Pirelli, che per questa aveva realizzato filiali e stabilimenti in tutto il mondo<sup>14</sup> –, dal giovane ingegnere Egidio Dell'Orto,<sup>15</sup> dall'ingegner Antonio Fornaroli<sup>16</sup> e dall'architetto Alberto Rosselli;<sup>17</sup> il tutto sotto la regia di Gio Ponti (1891-1979).

La genesi del Centro Pirelli – questo il nome ufficiale dell'edificio – va fatta risalire almeno all'agosto del 1943, quando i bombardamenti a tappeto degli alleati sul capoluogo lombardo distrussero gran parte del complesso di uffici e di sale di lavorazione posseduti dalla Società sull'area della vecchia cascina Brusada, di fronte alla Stazione Centrale. Quest'area aveva uno speciale valore per la Società, in quanto si trovava a poca distanza dal luogo in cui nel 1872 l'ingegnere Giovanni Battista Pirelli (1848-1932) fece sorgere il primo stabilimento italiano per la lavorazione della gomma. La distruzione di buona parte dei fabbricati portò al trasloco degli uffici, ma presto prese corpo l'idea di edificare alla Brusada una nuova sede amministrativa, seguendo anche gli impulsi dati dalle ipotesi di riconversione suggerite dal Piano regolatore generale del 1934. Se l'analisi delle vicende urbanistico-amministrative e strategiche in cui fu impegnata la Pirelli per giungere, nei primi anni Cinquanta, alla scelta concreta di costruire qui la nuova sede è già stata ampiamente discussa altrove,<sup>18</sup> per cogliere appieno il decisivo contributo di Nervi nella progettazione del singolare grattacielo e il ruolo che ebbe a questo proposito la modellazione strutturale è utile ricostruirne passo per passo l'evoluzione, a partire dall'entrata in scena di Gio Ponti allo scadere del 1952.

### La genesi del progetto strutturale del Grattacielo Pirelli

Alla fine di quell'anno l'architetto milanese, che aveva da poco terminato il secondo capitolo della Montecatini confermando la sua destrezza nella progettazione di edifici per uffici, sviluppa insieme a Valtolina una versione del nuovo Centro Pirelli, scavalcando lo schema di massima redatto da Valtolina stesso e dall'ingegnere Giacomo Loria pochi mesi prima.<sup>19</sup> Questa soluzione, che già contiene in forma abbozzata lo schema lenticolare definitivo,<sup>20</sup> viene discussa il 7 gennaio del 1953 dai dirigenti e dai tecnici della Pirelli, i quali decidono di presentare il progetto di massima al Comune per ottenere la necessaria modifica al Piano regolatore vigente.<sup>21</sup> Con una lettera del 5 giugno 1953 viene ufficializzato «all'Ing. Giuseppe Valtolina l'incarico di studiare, unitamente allo Arch. Ponti, il progetto di massima della nostra nuova sede, con riserva di trattare in seguito le condizioni per lo studio del progetto esecutivo, la direzione lavori, la liquidazione, ecc.».<sup>22</sup> Sempre a giugno, Valtolina è in grado di presentare alla Pirelli un preventivo di massima per la nuova sede, che si aggira intorno a 3 miliardi e 600 milioni di lire.<sup>23</sup> La for-

– Pier Luigi Nervi Ingegnere costruttore, copertina della rivista "Pirelli", agosto 1951.



mazione del team progettuale, ora in grado di affrontare la progettazione definitiva, è in questa data composta dallo studio Valtolina-Dell'Orto e dallo studio Ponti-Fornaroli-Rosselli, che condivideranno la paternità della progettazione “tecnico-artistica”, mentre a Valtolina spetterà nello specifico la direzione amministrativa ed esecutiva. Nel gennaio 1954 viene poi anticipata anche la formula d'incarico per la progettazione esecutiva, per i particolari costruttivi, la direzione dei lavori, i capitolati d'appalto, la liquidazione delle opere eccetera.

Fin qui, dunque, nessuna traccia né di Nervi né di Danusso: l'avvio della loro collaborazione si deve infatti collocare intorno alla metà del 1954. Pur non essendo chiare le cir-

costanze e le date esatte dell'avvio di questa collaborazione, la loro scelta non può affatto stupire: Nervi, che negli stessi anni era coinvolto nel progetto della Sede dell'Unesco a Parigi – il suo primo concreto riconoscimento a livello internazionale – era legato a Ponti da una salda amicizia e da un rapporto professionale che spaziava dalla pubblicazione delle sue opere su “Domus” alla collaborazione per il progetto della Fondazione Lerici a Stoccolma (1952-1959).<sup>24</sup> Danusso invece, grazie al ruolo rivestito al Politecnico di Milano e alla sua brillante carriera, era ormai celebrato come uno dei capisaldi dell'ingegneria italiana. Inoltre, sia Ponti che Danusso erano membri del Rotary Club di Milano, circostanza che può aver intensificato i contatti tra i due.<sup>25</sup> Ovviamente non sorprende neanche la collaborazione professionale dei due ingegneri, che poteva ormai contare su quasi vent'anni di ricerche congiunte – sporadiche ma decisive – fondate sulla fiducia nel procedimento empirico come unico strumento utile a superare le limitazioni della sola teoria.

Tutti conoscono Nervi e Danusso, l'uno per fama internazionale d'audacia e bellezza di opere, dove brilla una immaginatività strutturale d'eccezione, l'altro per fama altrettanto internazionale in questo campo di dottrina e d'insegnamento, di rari valori e virtù: affascinanti personalità umane ambedue, entrambi due grandi maestri.<sup>26</sup>

Se Danusso, di dieci anni più anziano di Nervi, mantenne apparentemente un ruolo più defilato nel progetto delle strutture, il contributo di Nervi sarà evidente nella forma concreta che assumeranno i 39.100 metri cubi di calcestruzzo e le 5.125 tonnellate di ferro all'interno dello schema ideato da Gio Ponti. La sua maggiore influenza nel progetto è comprovata anche dagli articoli che egli scrisse su quest'opera, sia autonomamente sia all'interno dei testi di Ponti, a cui non corrispondono invece tracce altrettanto sostanziose lasciate da Danusso. Tuttavia dall'analisi delle prove

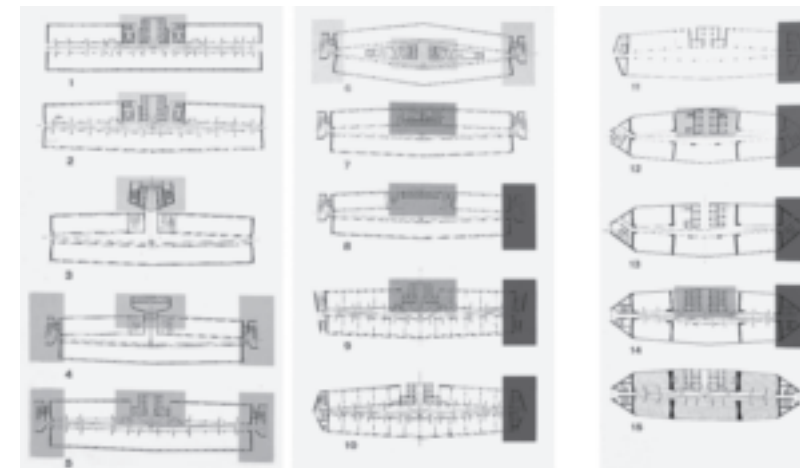




\_ Grattacielo Pirelli, Milano, 1956-1960.  
\_ Grattacielo Pirelli, schema urbanistico dell'intervento.



\_ Gio Ponti, fasi dello studio del progetto del Grattacielo Pirelli (da "Edilizia Moderna", n. 55, agosto 1955).



svolte all'ISMES sui modelli del Grattacielo Pirelli, fortemente volute da Danusso e da lui monitorate, risulta chiara la sua decisiva influenza nella progressiva definizione del sistema resistente e delle tecnologie costruttive con cui materializzarlo.

È significativo notare inoltre che proprio la rivista "Pirelli", nell'agosto del 1951, aveva dedicato la copertina a "Pier Luigi Nervi. Ingegnere costruttore", a cui faceva seguito un articolo celebrativo intitolato *Saper costruire* a firma di Libero De Libero, accompagnato dalle immagini del Palazzo delle Esposizioni di Torino, delle aviorimesse prefabbricate, del progetto delle aviorimesse per Buenos Aires e dello Stadio Berta, con testi dello stesso Nervi.<sup>27</sup> Questo onore toccherà a Danusso – "Maestro d'equilibrio" – pochi anni dopo, nel 1955,<sup>28</sup> proprio in relazione alle ricerche sperimentali dell'ISMES sul grattacielo milanese, non a caso con l'articolo da lui scritto *Prima l'esperienza e poi la ragione*.<sup>29</sup>

Nel periodo che corre dai primi timidi tentativi di definizione dell'involucro, verso la fine del 1952, all'ingresso dei due ingegneri nel team progettuale, la forma del Centro Pirelli subisce profonde modifiche, o per meglio dire un processo evolutivistico che allontanò gradualmente dalla forma "scatolare" delle prime soluzioni per puntare verso la cristallina silhouette ambita da Ponti. La ricostruzione filologica di questi passaggi, resa ardua dall'inesistenza di un corpus di disegni unitario,<sup>30</sup> è però facilitata dall'astuta campagna promozionale avviata a partire dal 1955 da Ponti, che pubblicherà diversi articoli – i più letti quelli editi sulla sua rivista – nell'ottica di fornire dapprima una spiegazione dettagliata delle ragioni compositive, funzionali ed etiche<sup>31</sup> del progetto e della sua progressiva evoluzione e, in un secondo tempo, per confrontare tali propositi con il risultato effettivo raggiunto dalla costruzione concreta, anche a monte delle riflessioni prodotte dalla critica internazionale.<sup>32</sup>

Questa propaganda prende piede sulle pagine di "Edilizia Moderna" nell'agosto del 1955: il lungo articolo,<sup>33</sup> in linea con la retorica pontiana, presenta infatti come corredo iconografico ben due serie progressive di piante del grattacielo che elencano le diverse tappe del progetto e che diverranno poi uno degli slogan ripetuti in forma più sintetica anche nelle pubblicazioni successive.<sup>34</sup> Tali diagrammi,



frutto di un'operazione critica sul proprio operato tradotta in forma grafica esemplare, insistono sulle gerarchie prodotte dalla diversa collocazione di quei punti programmaticamente invariabili – i blocchi delle scale e degli ascensori – in relazione a una scatola vetrata che lentamente si svincola dalla rigida gabbia prismatica per raggiungere l'estasi compositiva nella “forma finita”, espressione diretta dello scritto di Ponti *L'Architettura è un cristallo* del 1945.<sup>35</sup>

Dal punto di vista strutturale appare decisivo il passaggio da una tradizionale impostazione a telaio composta da pilastri perimetrali in cemento armato (non dissimili da quelli del classico edificio d'abitazione multipiano<sup>36</sup>) alla sinteticità che caratterizzerà l'opera finita, con la concentrazione dei sistemi resistenti in pochi elementi magistralmente calibrati. Questa “virata” appare infatti sostanziale, e proprio a partire da essa si può cominciare a interpretare l'influenza esercitata da Nervi sul progetto di Ponti. Le fonti tacciono sull'effettiva paternità di tale mutamento, suggerendo piuttosto che esso sia stato il frutto di quella «collaborazione concorde»<sup>37</sup> verificatasi nelle «ore più belle»<sup>38</sup> passate a ragionare sull'edificio. Una proficua collaborazione peraltro sottolineata anche da Nervi:

80 L'importanza e la complessità del tema, e la possibilità di discuterne i termini e le soluzioni con colleghi quali Ponti, Danusso, Valtolina, Locatelli<sup>39</sup>, hanno fatto sì che il lavoro progettuale procedesse, dall'inizio alla fine, in un'atmosfera di completa e serena unione di intenti e di competenze, condizione essenziale per un buon rendimento del lavoro di équipe. Dirò anzi di avere, anche in questa occasione, constatato come, raggiunto tale stato d'animo, la collaborazione dia un rendimento ben maggiore di quanto comporterebbe la semplice somma delle singole competenze. Cosa perfettamente naturale quando si pensi alla quantità di argomenti, idee e suggerimenti che possono nascere in una amichevole ed elevata discussione.<sup>40</sup>

Sebbene concettualmente già definita, all'inizio dell'autunno 1954 la conformazione dell'ardito sistema statico non aveva ancora raggiunto quella coincidenza tra struttura e architettura tanto sottolineata da Ponti. Come testimonia una versione del progetto redatta dagli studi di Ponti e Valtolina a ottobre,<sup>41</sup> sia le punte triangolari che i setti mediani in cemento armato apparivano ancora slegati dal resto, come in attesa di una più precisa dichiarazione d'intenti. Le punte in cemento armato alle estremità, infatti, non sono ancora “sdoppiate” come nella soluzione definitiva, delimitando la gabbia vetrata centrale senza ottenere ancora un sistema strutturale coerente con le aspettative. Allo stesso modo, la “rivoluzione” rappresentata dai setti centrali è ancora incompleta, in quanto ad essi viene sovrapposto un *curtain wall* che tradisce l'originalità della concezione. Sarà nei mesi successivi, tra l'ottobre e il dicembre del 1954, che le due «menti superiori»<sup>42</sup> – Danusso e Nervi – si concentreranno sullo studio della struttura in cemento armato, dando propriamente vita alla “invenzione strutturale” del Pirelli:

osservando le piante ... il lettore si rende conto della presenza di una “invenzione strutturale” propria dell'edificio che, attraverso la volontà più insistente dei progettisti, e lo studio risolutore (condizione) di Nervi e Danusso, è venuta ad una realizzazione fedele e coerente, non forzata. Il lettore ritrovi nella invenzione strutturale (nella quale Niemeyer è per me un grande lirico e Nervi un maestro) un altro dei termini di giudizio dell'architettura.<sup>43</sup>

La progettazione delle strutture del Pirelli mosse quindi innanzitutto da una “invenzione” (parola che Ponti mutua dal Palladio<sup>44</sup>) o, per usare un termine più caro

a Nervi, da una “intuizione” strutturale che già alla fine del 1954 appare complessivamente risolta, come mostra un disegno del 30 dicembre 1954.<sup>45</sup> Spiegherà più tardi Ponti:

Così scomparve “a richiesta dell'edificio” l'iniziale spigolo centrale perché la forma si accordasse con la struttura; così andarono al posto giusto tutti gli elementi (e si fermarono lì per sempre); così vennero in superficie i grandi piloni mediani, così s'allungarono le punte estreme perché visualmente non sembrassero poi piatte, e si vedesse che erano separate, così la copertura si «staccò» dalla struttura e divenne un'aureola.<sup>46</sup>

Nel 1960, sulle pagine di “Edilizia Moderna”, è Nervi stesso a chiarire nel dettaglio le problematiche strutturali che lui e Danusso si trovarono ad affrontare al momento del loro ingresso nel progetto. Data un'impostazione planimetrica pressoché stabilita, in cui spiccava l'accentuata sproporzione tra le due dimensioni di base generante un edificio «senza precedenti per soluzioni in cemento armato»<sup>47</sup>, la questione di fondo era quella di fronteggiare le notevoli azioni orizzontali sulle facciate principali della torre, che data la loro estensione si ponevano come due vele spiegate al vento. Per farsi carico di tali spinte erano possibili due distinte soluzioni: si poteva scegliere uno schema di tipo “elastico”, costituito da telai abbastanza tradizionali fatti di travi e pilastri, oppure uno schema “a gravità”, nel quale le strutture verticali avessero «una dimensione e un carico verticali tali che ognuna di esse, e il loro insieme, restino in equilibrio sulle relative basi di fondazione, e lungo il loro sviluppo in altezza, indipendentemente dalla collaborazione statica con le strutture orizzontali».<sup>48</sup>

A Nervi appare subito chiaro che l'impiego simultaneo di entrambi gli schemi avrebbe prodotto effetti altamente negativi, a causa della difficoltà pratica di uniformarne la deformabilità sotto sforzo e le relative capacità resistenti.<sup>49</sup> La scelta tra le due ipotesi viene però facilitata dalla constatazione dell'esistenza di elementi resistenti del primo tipo – “a gravità” – nelle due punte alle estremità, già pensate da Ponti. Inoltre, la necessità di ottenere grandi superfici libere all'interno dell'edificio e il minimo numero di elementi verticali portanti, avallava l'eliminazione integrale del primo schema: «Da queste premesse nasceva spontaneo il suggerimento di completare la struttura portante con pochi e grandi pilastri di rigidità paragonabile a quella delle punte».<sup>50</sup> A proposito del termine “a gravità”, è interessante notare come esso possa essere – casualmente? – messo in relazione con la stessa definizione utilizzata per una certa tipologia di dighe (quelle resistenti per peso) e che quindi facesse parte di un lessico ben conosciuto presso la Scuola di Danusso. Avrà dunque ragione Ponti quando, pur rimarcando la contestualizzazione di quest'opera all'interno di un percorso critico e progettuale strettamente personale<sup>51</sup> – «questo è un edificio di Ponti ... così come il Seagram, con il dovuto rispetto riguardo a tutti gli altri collaboratori, è un edificio di Mies»<sup>52</sup> –, porrà l'accento sul fatto che «da un certo momento non è più, da parte dell'architetto opera di creazione, ma intuizione interpretativa: l'edificio non è più emanazione dell'opera, dell'architetto, ma l'opera dell'architetto è emanazione dell'edificio, che gli pone i suoi problemi, ... che gli manifesta cioè i problemi dell'Architettura ...».<sup>53</sup>

Come a dire che anche il sistema strutturale, prima o poi, avrebbe dovuto assecondare il corredo genetico implicito nella pianta lenticolare, ovvero nell'elemento

generatore dell'opera complessiva, partorito da una «invenzione formale – e strettamente funzionale – che lo originò, che lo improntò».<sup>54</sup>

Individuati gli elementi resistenti – due coppie di punte triangolari e altrettante coppie di pilastri-parete nel corpo centrale – la struttura andò quindi definendosi, constatando ad esempio la perfetta rispondenza del blocco scale e ascensori in mezzera rispetto allo schema statico generale, dal momento che esso costituiva un «tutto rigido ... che, per avere la stessa dimensione trasversale dei pilastri-parete, poteva bene collaborare con essi alla resistenza globale».<sup>55</sup> In un sistema resistente di tale natura un elemento verticale a larga base sarebbe risultato stabile a patto che la risultante generale delle forze agenti fosse rimasta compresa nel suo nocciolo centrale d'inerzia, e questa condizione si sarebbe verificata tanto più facilmente quanto più elevati fossero stati i carichi agenti su di esso. In caso contrario si sarebbe dovuto ricorrere a un incastro di forza del suo piede, «e a parte la difficoltà e il costo di una tale disposizione, si avrebbe una struttura più deformabile e conseguenti maggiori, non desiderabili, oscillazioni, nella zona più alta dell'edificio».<sup>56</sup> Questa constatazione condusse quindi ad escludere definitivamente ogni altro elemento verticale di sostegno, che avrebbe allontanato parte del carico dai pilastri con un effetto controproducente, senza concorrere in modo conveniente alla stabilità trasversale.

Lo studio delle fondazioni non pose invece particolari problemi, tranne che per l'eccezionalità del carico superiore:

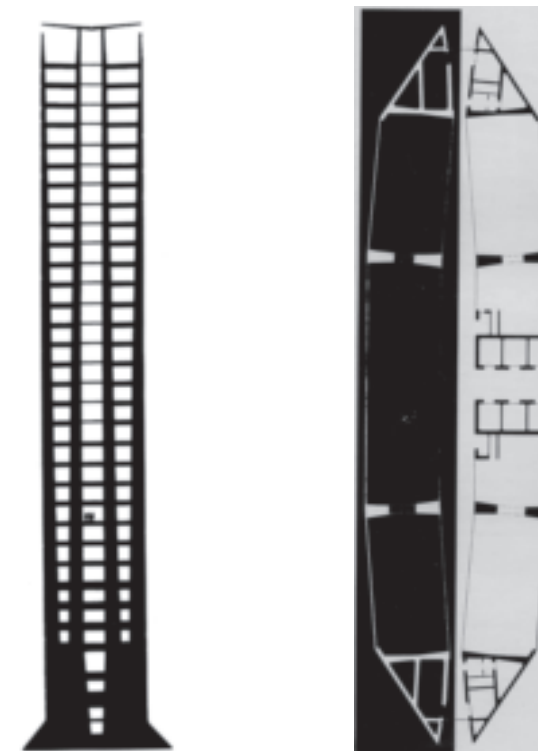
Il complesso dei carichi agenti sulle fondazioni raggiunge la più che rispettabile cifra di 60.000 tonn. È difficile anche per un tecnico materializzare nella propria mente un carico di tale entità. Il fatto che una delle nostre più grandi corazzate l'«Andrea Doria»<sup>57</sup> pesava approssimativamente 26.000 tonn potrà meglio chiarire l'entità del carico al quale si doveva dare uno stabile assetto sul terreno di fondazione.<sup>58</sup>

Vennero quindi previste tre grandi strutture, di cui quella centrale riceveva metà del carico superiore derivante dai quattro pilastri e dalle gabbie ascensori, per lasciare alle due estreme il carico rimanente.<sup>59</sup> L'ultimo problema di Nervi e Danusso, almeno in questa fase, era costituito dai fenomeni di origine termica derivanti dall'impedimento della libera dilatazione termica della struttura che avrebbe generato intense sollecitazioni interne, reso più acuto in questo caso per la notevole rigidità delle punte triangolari e a causa della lunghezza dell'edificio. Inoltre, tale impedimento si presentava incostante: esso sarebbe andato decrescendo verso l'alto a causa del progressivo incremento delle deformabilità elastiche delle punte stesse, che funzionavano come grandi mensole verticali incastrate alla base.<sup>60</sup>

Il modello strutturale in scala 1:15 del Grattaciolo Pirelli

All'inizio del febbraio 1955, terminate le prime fasi di analisi e di progettazione delle strutture, registrate con profondi effetti sulla composizione architettonica complessiva, il progetto può essere sottoposto al vaglio della Commissione Edilizia del Comune di Milano.<sup>61</sup> Esso è in sostanza definito, ma il comportamento statico dell'edificio attende un esame ben più importante, che quasi contemporaneamente ha inizio presso l'ISMES:

— Gio Ponti, "slogan" grafici del Grattaciolo Pirelli: sezione e pianta.



Sebbene gli studi avessero permesso di inquadrare in modo sufficientemente chiaro tutti i problemi principali e le relative soluzioni, l'eccezionale importanza dell'opera suggerì di procedere ad una serie di ricerche sperimentali su modello presso il laboratorio sperimentale ISMES di Bergamo. Le ricerche di questo tipo sono il più efficiente strumento per penetrare i segreti del mondo statico nella sua realtà; Danusso, molto acutamente, definisce un modello la più perfetta macchina calcolatrice di cui si possa disporre. Il Committente con un'intelligente comprensione, che non è facile trovare, accettò di sostenere le spese non indifferenti che richiede una indagine del genere.<sup>62</sup>

Nell'animo dei due strutturisti si ripete insomma il dilemma dell'incolmabile separazione tra teoria ed esperienza, e le parole di Danusso – «la scienza delle costruzioni ha bisogno del continuo controllo dell'esperienza perché i suoi schemi non hanno la possibilità di rappresentare interamente il fenomeno naturale a cui si riferiscono»<sup>63</sup> – convinceranno i Pirelli a sobbarcarsi delle ulteriori spese per la costruzione dei modelli necessari presso l'ISMES.

L'eccezionalità dell'opera permise il pieno sfruttamento delle potenzialità dell'Istituto bergamasco, nell'ottica di uno studio sperimentale molto dettagliato. Difatti, dal momento che ci si poteva servire della grande torre costruita pochi anni prima, su suggerimento dei progettisti e in accordo con Valtolina la Società Pirelli approvò la realizzazione di un mastodontico modello cementizio in scala 1:15 dell'altezza di circa 9 metri. La scala scelta, che rese questo capolavoro di scienza e artigianato il più grande modello strutturale realizzato finora in Italia per un edifi-

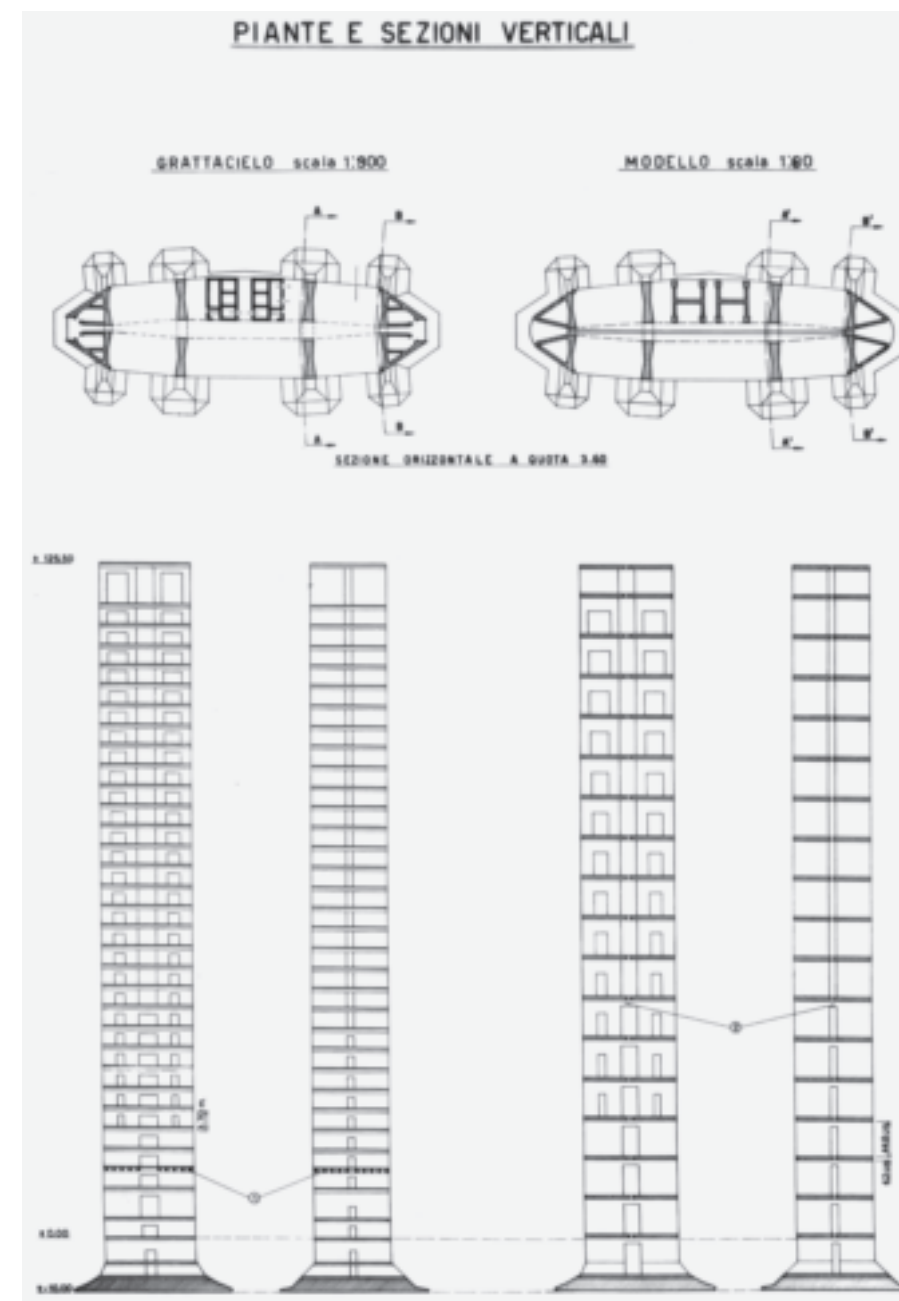
cio, e il materiale utilizzato – simile a quello previsto per il prototipo – segnarono un formidabile passo in avanti per la modellistica strutturale italiana.

... constatato che alcune strutture e in particolare quelle in calcestruzzo, non obbediscono ai postulati ammessi dalla teoria e che dalla disobbedienza traggono risultati talori [sic] migliori di quelli previsti, si è preferito ricercare nei modelli la somiglianza col prototipo, piuttosto che la conservazione delle proprietà elastiche dei materiali.<sup>64</sup> È un passo decisivo verso il rispetto della natura che caratterizza la notevole produzione modellistica della ISMES di Bergamo, rivolta essenzialmente a riprodurre da vicino non solo il comportamento dei materiali ma anche le modalità di forma e di esecuzione della struttura, delle sedi di appoggio e delle deformabilità dei vincoli.<sup>65</sup>

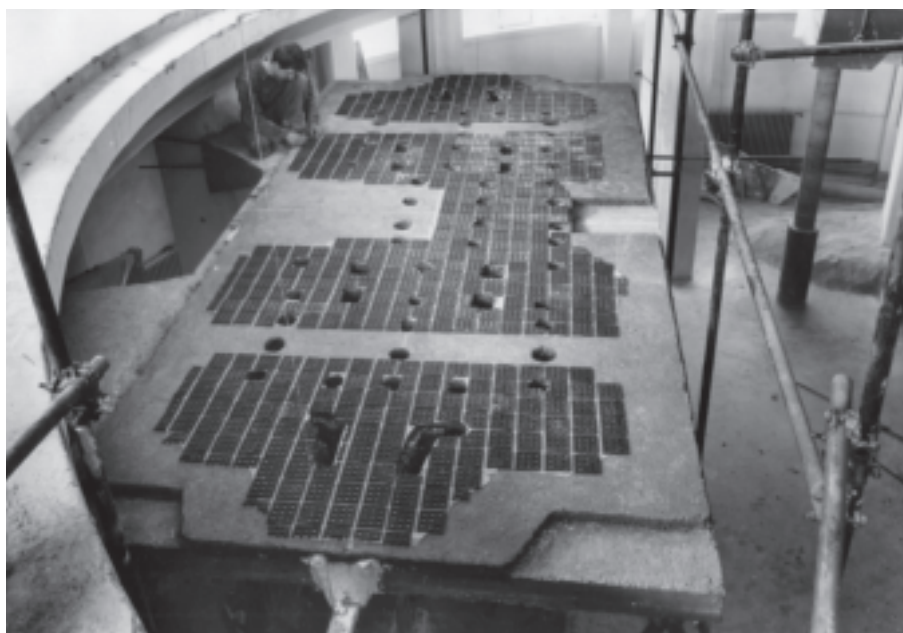
In altre parole, l'utilizzo di un materiale simile a quello dell'opera reale consentiva di studiare la "vitalità" delle strutture anche oltre il campo elastico, verso la determinazione – attraverso prove ad oltranza e fino alla rottura del modello stesso – del suo coefficiente globale di sicurezza.<sup>66</sup> Se in Italia l'indagine oltre lo stato limite era già stata trattata negli anni precedenti in relazione agli impianti idroelettrici<sup>67</sup>, nel campo delle grandi strutture il modello del Grattacielo Pirelli rappresenta, se non il primo esempio, sicuramente quello più significativo. Nel loro complesso infatti, a differenza di quanto fatto da Torroja in Spagna fin dall'inizio degli anni Trenta col modello del mercato di Algeciras, le esperienze sui modelli "nerviani" erano state limitate al campo elastico, con l'eccezione per casi di modesta entità.<sup>68</sup> In termini più generali, poi, questo modello seguiva il progressivo spostamento dell'attenzione dall'analisi del comportamento in esercizio delle costruzioni – generalmente riconducibile, in modo abbastanza soddisfacente, a schematizzazioni elastiche e quindi demandando la valutazione della sicurezza a un confronto tra le tensioni in esercizio e la resistenza ultima dei materiali ottenuta misurandone dei campioni in laboratorio – verso lo studio della loro capacità di resistenza ultima, per ottenere una valutazione più realistica del loro effettivo grado di sicurezza. Un grado di sicurezza che, come perennemente sottolineato da Danusso e da Nervi, si rivelava quasi sempre più alto rispetto a quello valutato nel solo campo elastico, a causa dei propizi adattamenti plastici dei materiali in prossimità della rottura.<sup>69</sup>

La snella costruzione, alta complessivamente 135 metri (di cui 125 sopra il piano di campagna), venne simulata ricorrendo ad alcune approssimazioni. Nella prima tavola allegata alla relazione tecnica ISMES<sup>70</sup> sono messe a confronto piante e sezioni del modello e del prototipo, che aiutano a comprendere la natura di queste semplificazioni. Il modello fu progettato riducendo in pianta sia gli elementi geometrici che componevano le punte – plasmati come semplici triangoli chiusi, con i cateti interni più inclinati rispetto a quelli del prototipo, e quindi tralasciando i piccoli setti longitudinali all'interno delle punte – sia quelli delle due gabbie ascensori, riprodotti con setti verticali a forma di H. I piloni mediani rimasero invece invariati, e le terminazioni delle punte furono simulate smussandone le estremità, differenziandone profondamente la forma rispetto al progetto realizzato. Le sezioni mostrano anche il dimezzamento dei solai, riprodotti uno ogni due con una soletta spessa 4,2 centimetri, capace di sopportare i carichi e di conservare i momenti d'inerzia medi rispetto agli assi baricentrici orizzontali:<sup>71</sup> a questa conservazione fu dovuto il taglio delle solette lungo l'asse longitudinale, interrotto solamente dagli architravi tra le coppie di pilastri-parete nella parte

Disegni per la costruzione del modello del Grattacielo Pirelli in scala 1:15 (Archivio Storico ISMES).







\_ Fasi del confezionamento del modello in scala 1:15 del Grattacielo Pirelli, 1955 (Archivio Storico ISMES).

86

bassa e da legamenti minori nella parte alta. Si realizzarono inoltre alcune semplificazioni di tracciato nelle pareti delle punte e delle gabbie, conservando le sezioni e i loro momenti d'inerzia.

Importante "omissione" fu quella della famosa "aureola" terminale, qui neanche rappresentata nella sezione riferita al prototipo, dal momento che essa non costituiva un particolare statico determinante per la struttura. Dalle fotografie del modello emergono poi delle bucatore di forma circolare che con buona probabilità furono realizzate in un secondo tempo: negli scatti che documentano il confezionamento del modello non ve ne è infatti traccia, così come nelle piante di progetto del modello. Si può supporre, anche se le fonti tacciono su questo evidente particolare, che esse furono realizzate in modo da alleggerire la struttura del modello.

Il calcestruzzo dell'opera reale fu riprodotto impiegando malta di pomice e cemento con un rapporto di efficienza pari a 6, tale quindi da sviluppare tensioni sei volte minori rispetto a quelle del calcestruzzo a parità di deformazione unitaria, sia in regime elastico sia oltre. In questo modo, per mantenere nel modello secondo le leggi della similitudine le deformazioni unitarie (e quindi per riprodurre nel rapporto di scala prescelto la deformata del prototipo), fu necessario indurre nel modello tensioni unitarie pari a 1:6 volte del vero.<sup>72</sup> Dal momento che non era possibile disporre di un materiale idoneo a riprodurre le caratteristiche dell'acciaio, si decise di ridurre proporzionalmente le sezioni dei ferri simulandoli con fili e reti in ferro omogeneo, nel rapporto  $\lambda^2 = 6 \times 15^2 = 1.350$ . La fedele riproduzione delle condizioni di aderenza non fu considerata fondamentale, poiché il modello era finalizzato principalmente all'analisi degli elementi verticali della struttura – pilastri e pareti sempre interamente compressi – quando le forze indipendenti esterne (cioè vento e sovraccarichi) si incrementano in modo proporzionale con le forze "spontanee" (peso proprio).<sup>73</sup> Nei plinti di fondazione venne applicata la precompressione trasversale mediante fili di 3 millimetri in acciaio armonico, di cui erano note resistenza e deformabilità in funzione del tempo.

Nei primi mesi del 1955 ebbero inizio le fasi preliminari di confezionamento del modello, a partire dalla realizzazione delle relative casseforme per il getto. Tra gennaio e febbraio operai specializzati prepararono alcune centinaia di tasselli in gesso di controsagoma alle forme del modello, mentre all'interno della grande torre sperimentale dell'ISMES venne innalzata un'impalcatura con elementi prefabbricati in cemento armato per sostenerlo. Per riprodurre un probabile valore della cedevolezza del terreno, sotto le platee di fondazione venne collocato uno strato di gomma spesso 8 millimetri, munito di fori di libera espansione. Il problema di modellare il terreno in modo verosimile, tenendo quindi conto della sua cedevolezza variabile – un tema trattato dall'ISMES soprattutto in relazione alla deformabilità delle rocce in relazione ai modelli di dighe – non venne comunque tenuto in particolare considerazione, dal momento che del terreno alluvionale di Milano erano abbastanza note le caratteristiche, di norma uniformi.<sup>74</sup> Contemporaneamente, nell'officina dell'ISMES si prepararono i graticci di filo di ferro per l'armatura dei pilastri, delle fondazioni e dei solai.

Conclusa questa fase preparatoria, ai primi di marzo cominciò la confezione vera e propria del modello: i modellisti montarono i casseri, i carpentieri prepararono e posarono le armature e i muratori specializzati provvidero al getto del modello con malta di pomice e cemento. Vennero inoltre collocate guaine in vipla nelle fondazioni e sugli elementi verticali in corrispondenza dei nodi d'incrocio con i solai, per rivestire i fili d'acciaio destinati alla pretensione.

I getti furono disarmati dopo circa due giorni di stagionatura, e le superfici sformate vennero rivestite con un duplice velo di vernice impermeabile al fine di impedire, bloccandone l'evaporazione, ogni effetto di ritiro e anche per assicurare ai getti condizioni di maturazione omogenea. La fase di confezionamento del modello ebbe luogo tra il 1° marzo e il 15 maggio 1955. Da questa data si dovettero attendere due mesi, fino al 15 luglio, affinché l'intero modello raggiungesse una maturazione stabile e uniforme, e in questo periodo vennero montate le attrezzature di carico e di misura.<sup>75</sup>

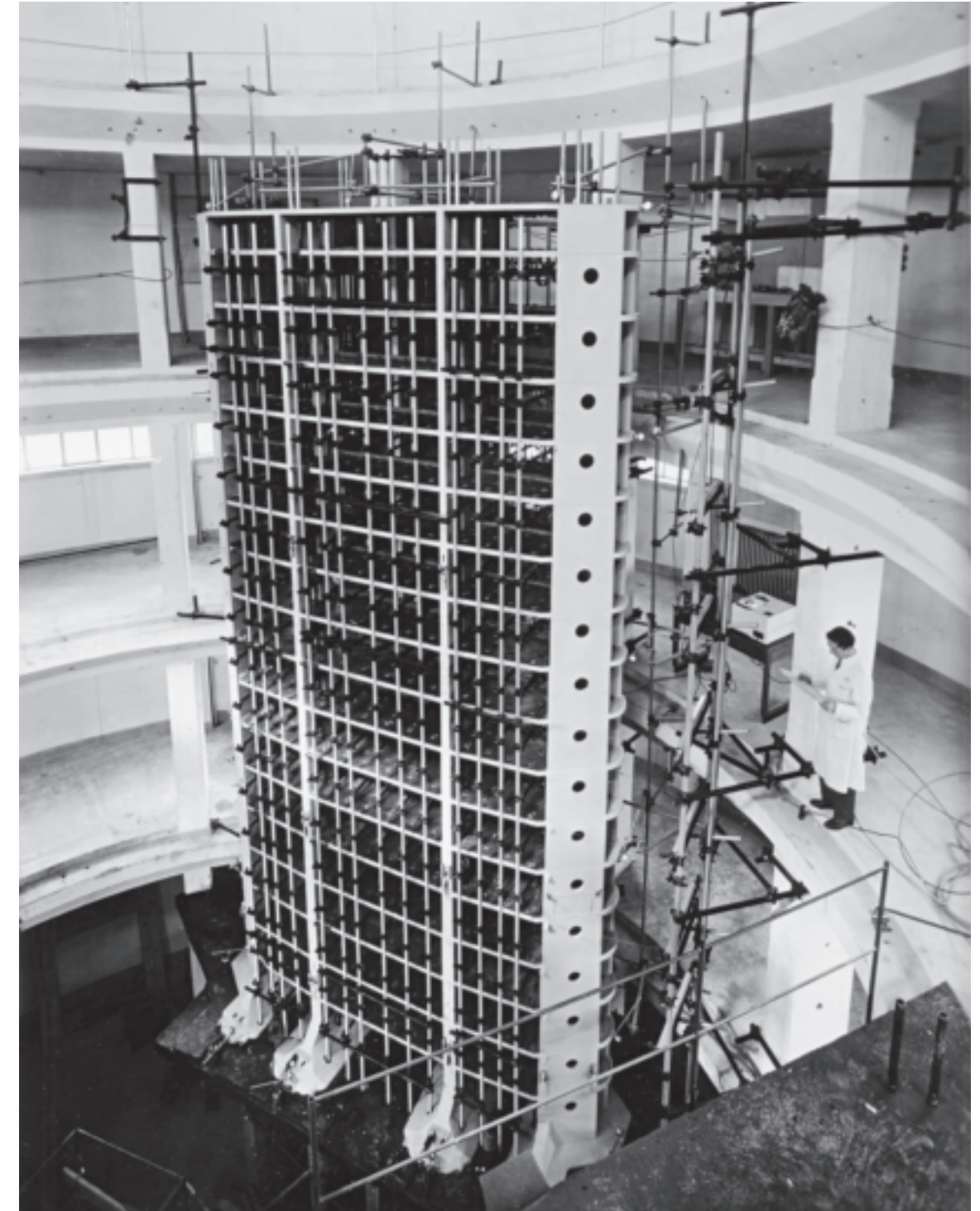
87





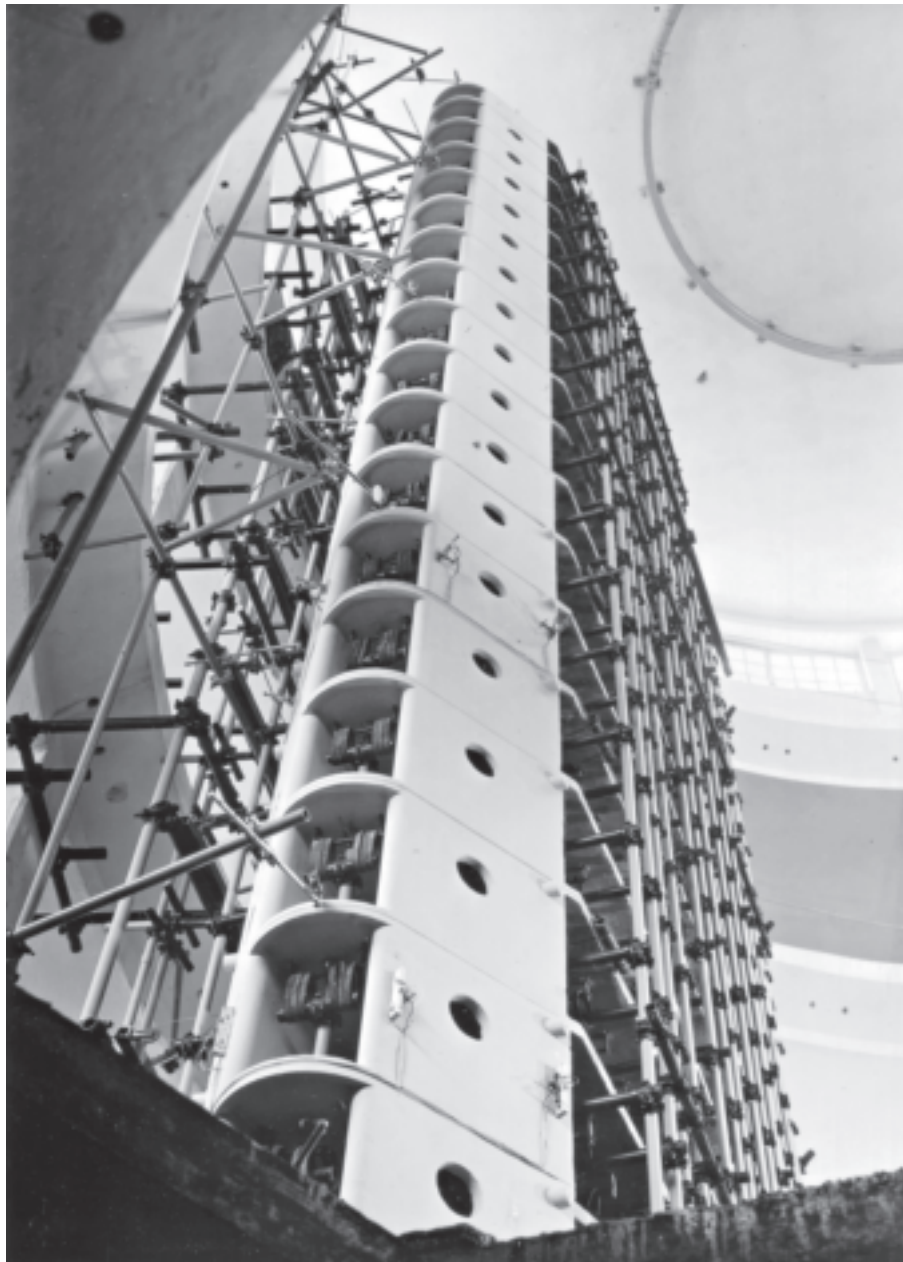
\_ Fasi del confezionamento del modello in scala 1:15 del Grattacielo Pirelli, 1955 (Archivio Storico ISMES).

A fianco  
\_ Il modello in scala 1:15 del Grattacielo Pirelli nella grande torre sperimentale dell'ISMES, 1955-1956 (Archivio Storico ISMES).



Per l'applicazione dei carichi fu utilizzato un impianto di incastellature metalliche tubolari, legate al modello con anelli di gomma interposti: «La Pirelli s'incaricò di fornire circa 6.000 anelli con note caratteristiche elastiche garantite entro i limiti di impiego».<sup>76</sup> Al modello furono quindi applicati i seguenti carichi: un supplemento di peso specifico per le strutture verticali;<sup>77</sup> un supplemento di peso specifico e un sovraccarico unitario dei solai considerati come forza di superficie (perciò nel rapporto 6) e la spinta unitaria del vento statica e dinamica nelle due direzioni

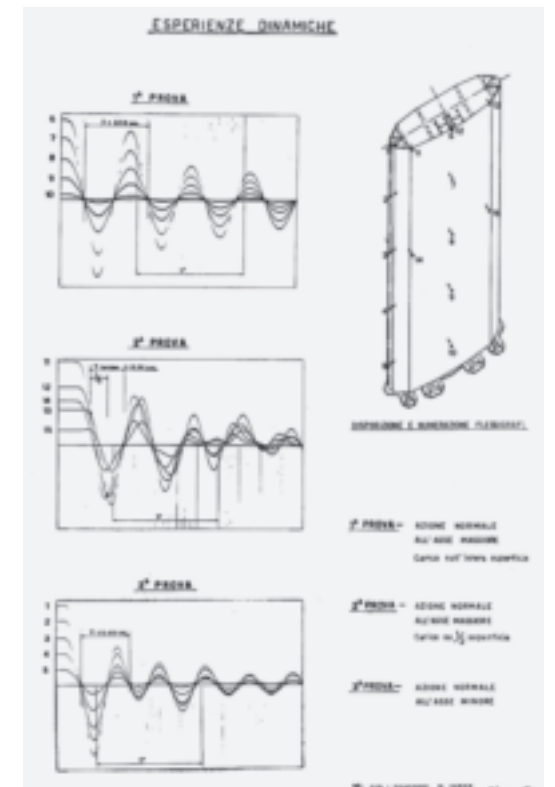
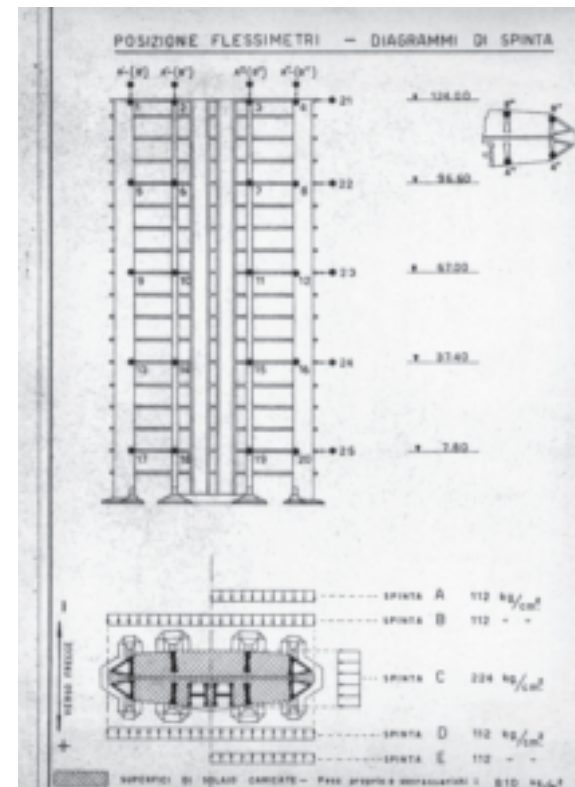
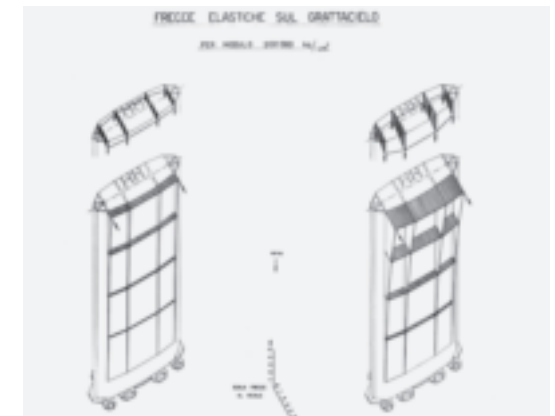
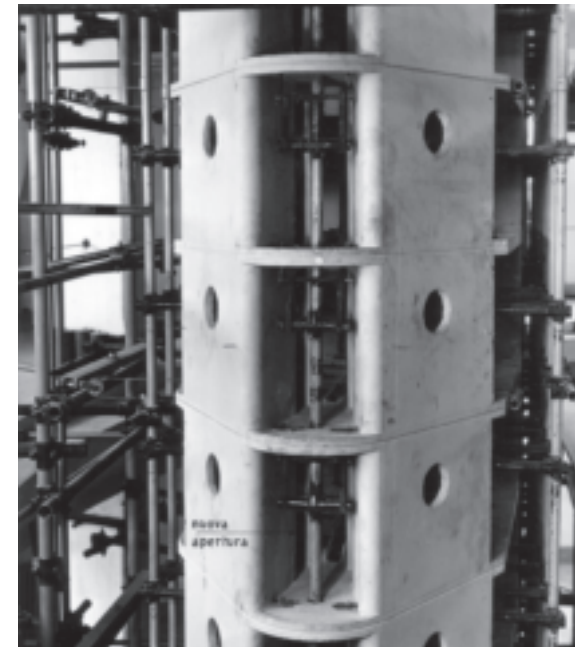




\_ Modello in scala 1:15 del Grattacielo Pirelli, 1955-1956 (Archivio Storico ISMES).

A fianco

- \_ Dettaglio del modello in scala 1:15 del Grattacielo Pirelli, 1955-1956 (Archivio Storico ISMES).
- \_ Tavola con il rilievo delle frecce elastiche sul modello in scala 1:15 del Grattacielo Pirelli (Archivio Storico ISMES).
- \_ Tavola con indicazione della posizione dei flessimetri e dei diagrammi di spinta sul modello in scala 1:15 del Grattacielo Pirelli (Archivio Storico ISMES).
- \_ Tavola con indicazione delle esperienze dinamiche sul modello in scala 1:15 del Grattacielo Pirelli (Archivio Storico ISMES).



principali, sempre nel rapporto 6. Per diffondere i carichi furono individuati due punti di attacco per ogni piano del prototipo sui pilastri, uno per ogni 400 cm<sup>2</sup> circa sui solai e approssimativamente uno per ogni metro quadro di facciata per il vento. Il numero degli anelli e le relative corse furono proporzionati di volta in volta alle forze da applicare.<sup>78</sup>



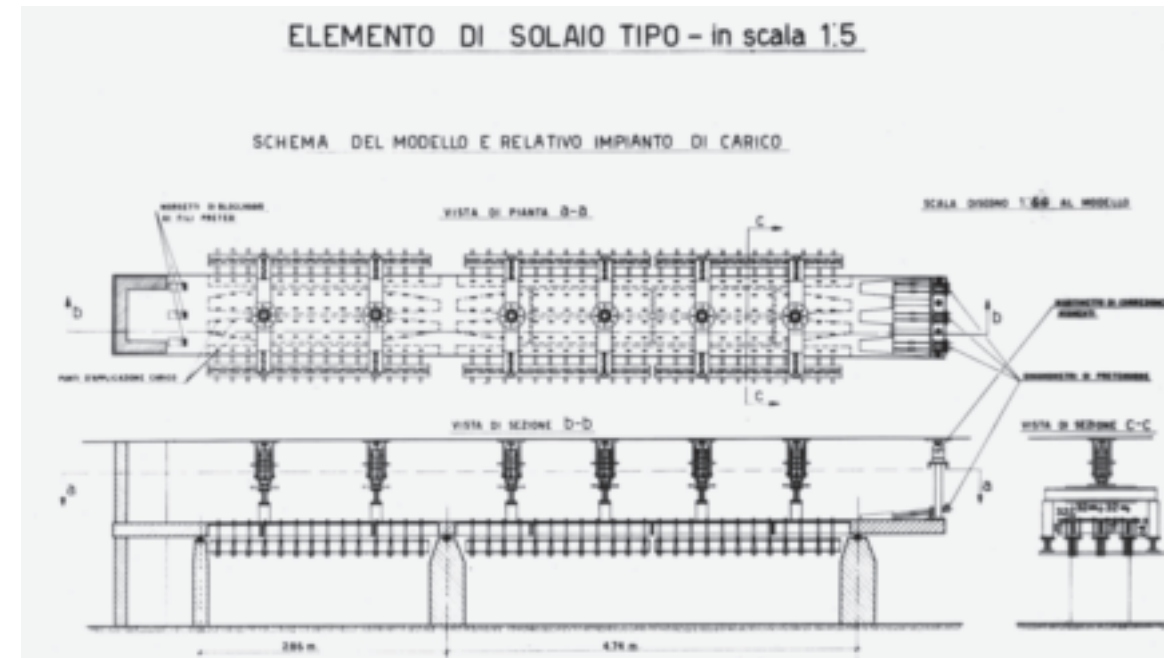
Dopo alcuni cicli preliminari atti a saggiare gli impianti di carico, indispensabili anche per un assestamento del modello, si cominciarono le esperienze statiche in regime elastico per il carico normale. Le prime prove a carico verticale furono eseguite con cicli di peso proprio sui pilastri, seguiti in una seconda fase da cicli di peso proprio più sovraccarichi sui solai. «Seguendo un consiglio della buona tecnica sperimentale, venne applicato al modello un carico preliminare di assestamento tanto ai pilastri quanto ai solai.»<sup>79</sup> Questo carico, che comprendeva anche il peso proprio del modello ( $1.500 \text{ kg/m}^3$ ), fu stabilito pari a circa la metà del carico N capace di indurre nel modello deformazioni unitarie uguali a quelle indotte nella struttura reale dalle condizioni di carico previste in progetto.<sup>80</sup>

Successivamente si svilupparono le prove statiche finalizzate allo studio dell'effetto del vento sulla struttura, sempre in regime elastico, applicando la spinta uniforme del vento su tutta l'altezza del modello a partire dalla quota di 8,00 metri sull'intera parete longitudinale opposta alle gabbie degli ascensori (con intensità pari a 87 e  $112 \text{ kg/m}^2$  effettivi), su una metà dell'intera parete longitudinale (con intensità come sopra) e su una delle punte parallelamente all'asse longitudinale della struttura (con intensità pari a 112 e  $224 \text{ kg/m}^2$  effettivi).<sup>81</sup> Per queste prove, al fine di evitare la reazione raddrizzante degli anelli di gomma tesi, si tolse il supplemento del peso proprio, dopo aver accertato che la risultante del peso del modello e del vento non sarebbe uscita dal nocciolo centrale della base d'appoggio.<sup>82</sup>

Le esperienze dinamiche furono condotte al fine di analizzare le oscillazioni dell'edificio conseguenti ad azioni orizzontali uniformemente diffuse in altezza, dimostrando la maggiore sensibilità che all'epoca si stava sviluppando nella comunità scientifica internazionale nei riguardi della risposta dinamica delle strutture alle azioni ambientali: terremoti e, per l'appunto, vento.<sup>83</sup> Nelle prime due esperienze il vento fu considerato normale all'asse maggiore del grattacielo e fu fatto agire su tutta e su metà della superficie; in una terza prova il vento fu invece riprodotto normalmente all'asse minore. Con la prima prova si determinò il periodo proprio flessionale massimo, con la seconda il periodo proprio di oscillazione torsionale e con la terza il periodo proprio flessionale minimo.<sup>84</sup> Questa serie di prove si concluse intorno alla fine del 1955, come testimonia la relativa relazione tecnica ISMES, datata gennaio 1956.<sup>85</sup>

A proposito del comportamento aerodinamico dell'ossatura del Pirelli, in una memoria personale raccolta dalla famiglia<sup>86</sup> Arturo Danusso descrive anche un'ulteriore prova, che sarebbe stata condotta in questo periodo su un piccolo modello in galleria del vento. Purtroppo questa notizia non è avvallata da ulteriori tracce, e di tale modello non si fa cenno in alcuna pubblicazione. Prove di questo genere saranno sviluppate per altri progetti – il Grattaciolo di Montreal, la Cattedrale di San Francisco e l'Arena di Norfolk<sup>87</sup> – ma solo a partire dagli anni Sessanta, come si vedrà nel prossimo capitolo. Per completezza però si può citare il racconto del piemontese, raccolto dalla figlia Eleonora:

Per il progetto del Grattaciolo Pirelli, la cui mole supera tutti i precedenti, Arturo Danusso non si sente di seguire la sola via teorica poiché non può affidarsi alla sua esperienza e chiede ai Pirelli di affiancare lo studio con un modello dicendo che “la scienza delle costruzioni ha bisogno del continuo controllo dell'esperienza perché i suoi schemi non hanno la possibilità di rappresentare interamente il fenomeno naturale a cui si riferiscono”.

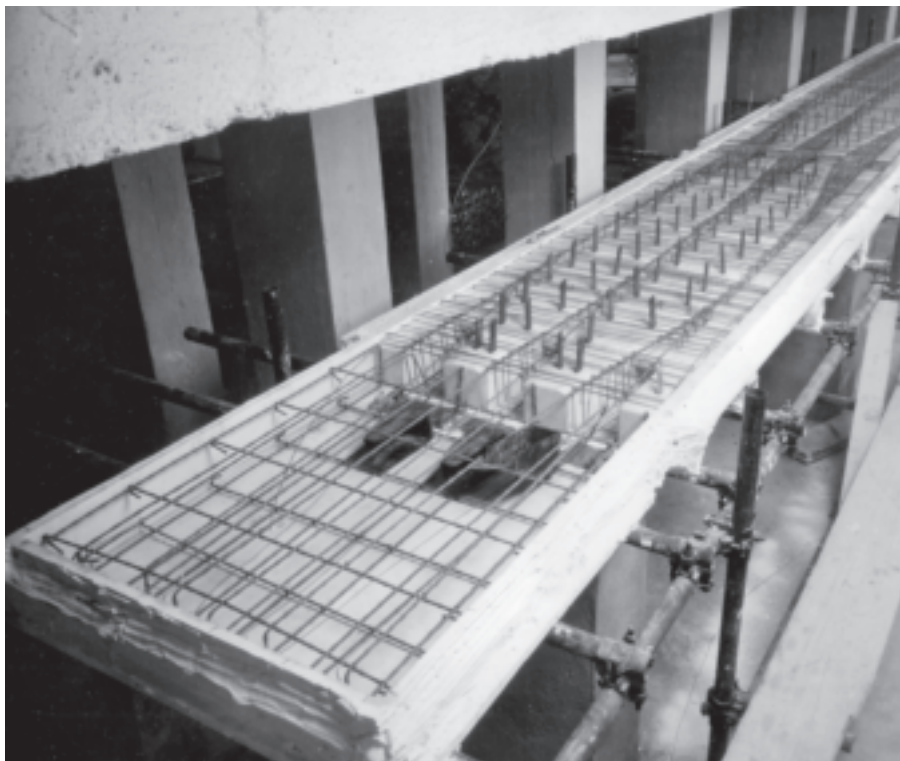


Elemento di solaio tipo del Grattaciolo Pirelli: schema del modello in scala 1:5 e dell'impianto di carico (Archivio Storico ISMES).

Ottiene così il consenso, e il modello di 10 m di altezza è costruito all'ISMES, mentre un modello minore è sperimentato nella galleria del vento al Politecnico, e dimostra che il grattaciolo avvolto dal vento agisce all'incirca come un'ala di aeroplano e quindi tutto quello che è sostentamento per l'ala diventa gravame contro la torre. In particolare l'azione massima di risucchio del vento propone il problema della resistenza dei vetri delle finestre ed obbliga a prevederne il rinforzo. Per gli altri grattacieli maggiori non è consentito il modello totale, perché dispendioso, bensì soltanto quello di elementi parziali per vedere se certe forme desiderate dagli architetti possono adottarsi senza pericolo.<sup>88</sup>

#### Il modello di un elemento di solaio tipo del Grattaciolo Pirelli

Escludendo la collaborazione di qualsiasi elemento verticale ad eccezione delle “punte”, dei grandi pilastri “a coda di rondine” centrali e delle gabbie degli ascensori, uno dei nodi del problema statico era relativo alla conformazione dei solai, chiamati a coprire una luce che per volontà di Ponti era di ben 24 metri tra i pilastri-parete, e che potevano essere risolti – in base alla volumetria utile prevista – con un massimo di 75 centimetri di spessore, cioè con un rapporto di circa 1/33 tra altezza e portata. Tale rapporto poneva seri dubbi a proposito della deformabilità relativa ai carichi accidentali, mettendo a rischio le pareti mobili previste dal progetto per dividere i vari ambienti di lavoro, le quali avrebbero risentito di flessioni nella struttura. Scartata l'ipotesi di sostituire i solai cementizi con solai più leggeri in ferro, poiché al vantaggio prodotto sarebbe corrisposta una peggiore condizione delle strutture portanti, Nervi e Danusso cominciano a pensare a solai con nervature allargate in corrispondenza degli appoggi, «per ottenere un valido momento di continuità tra la campata centrale e le due laterali».<sup>89</sup> Questa soluzione, poi confermata,



– Elemento di solaio tipo del Grattacielo Pirelli: confezionamento e prove, 1955 (Archivio Storico ISMES).  
– Dettaglio del modello in scala 1:15 del Grattacielo Pirelli (Archivio Storico ISMES).



doveva comunque tenere conto della temuta deformabilità elastica della campata centrale (a cui si aggiungeva il problema di predisporre un numero adeguato di aperture per il passaggio dei canali dell'impianto di condizionamento), difficilmente calcolabile per via teorica. Difatti, «le prime verifiche numeriche davano per le frecce elastiche valori più elevati di quanto sembrasse conveniente ammettere e quasi al limite dell'accettabilità».<sup>90</sup>

Le preoccupazioni di Nervi a proposito della deformabilità dei solai si concentravano sui piani più alti del grattacielo, dove la riduzione dello spessore delle strutture verticali avrebbe ridotto l'efficacia degli incastri. Per questo si preventivò di aggiungere nelle nervature una precompressione sussidiaria – messa in opera a solai disarmati e sufficientemente stagionati – che potesse distribuire i momenti della campata centrale verso quelle laterali. Il fatto che, sempre su “Edilizia Moderna” del 1960, questa opzione venga descritta da Nervi come «una specie di riserva da mettersi in atto qualora i primi solai avessero indicato una flessibilità notevole e più vicina a quella prevista di quanto la nostra conoscenza pratica ci permettesse di ragionevolmente sperare»<sup>91</sup> rimarca ancora una volta il suo punto di vista a proposito della discrepanza tra teoria e realtà, toccando il tema principe del nostro studio e precludendo alla dimostrazione dell'imprescindibilità della verifica sperimentale, nella piena fiducia che dalla tangibilità del modello sarebbero emersi risultati più confortanti.

Per questo motivo, contemporaneamente alle prove sul grande modello cementizio del grattacielo, nel 1955 fu realizzato e testato anche un elemento di solaio tipo – funzionante come trave continua iperstatica<sup>92</sup> – in scala 1:5, confezionato con malta in granulo calcareo di frantoio e cemento, armato con ferro “TOR” e acciaio di pretensione.<sup>93</sup> La scala fu suggerita nell'ottica di una valutazione più approfondita del comportamento statico della struttura e per ottimizzarne la similitudine, e le superfici di getto del modello del solaio vennero protette per intero con una vernice impermeabile, in modo da ridurre il ritiro e la conseguente coazione.<sup>94</sup> L'armatura fu simulata in modo corrispondente all'opera reale, con tondini in ferro “TOR” fino a un diametro di 5 millimetri, mentre per diametri inferiori si utilizzarono fili di ferro omogeneo. Il cavo di pretensione, posizionato nelle nervature longitudinali, fu modellato con 2 fili da 3,5 mm in acciaio armonico, dentro a una guaina di vipla.

Il modello riproduceva una striscia di soletta rinforzata da tre nervature parallele: quella centrale simile alle travi interne e le altre due alle travi esterne. Questa striscia, estesa su due campate (quella centrale e le due laterali), era appoggiata liberamente, ma andava a protendersi oltre gli appoggi con due tratti aggiuntivi.<sup>95</sup>

Le prove sul modello del solaio tipo furono eseguite tra settembre e ottobre del 1955. Esse vennero divise in tre fasi differenti: in una prima fase fu testato il solaio non precompresso e soggetto al carico provvisorio della puntellazione dei solai superiori; in una seconda fase fu testato il solaio liberato da tale sovraccarico e sottoposto a precompressione;<sup>96</sup> infine nella terza fase il solaio precompresso sottoposto al carico normale.<sup>97</sup> Come sottolineato nella relazione tecnica, firmata dagli ingegneri Emanuele Fumagalli e Enzo Lauletta (“gli Sperimentatori”) sotto la direzione di Oberti – che fu coinvolto nel progetto del grattacielo anche per altre questioni<sup>98</sup> – i risultati ottenuti in prima fase corrisposero a escursioni di soli 400 kg/m<sup>2</sup> contro i 700 kg/m<sup>2</sup> che erano stati calcolati preventivamente. In seguito vennero eseguite le prove ad oltranza.



La seconda serie di prove in regime elastico sul grande modello cementizio

Dopo aver apportato le migliorie suggerite dalle prove sopra descritte, nel 1956 venne svolta una seconda serie di esperienze, in regime elastico, sull'intero modello in scala 1:15. Nello specifico le modifiche furono le seguenti: aggiunta degli architravi di collegamento tra i pilastri dalla quota 39,80 metri fino in sommità (prima limitati a tale altezza), configurati da prismi larghi quanto le teste dei pilastri e alti 6 centimetri nel modello; introduzione di aperture sulle pareti interne delle punte (ubicata in posizione leggermente diversa da quelle poi realizzate nell'opera reale); introduzione di due tagli sub verticali nella parete trasversale delle due gabbie ascensori (con l'applicazione lungo i lembi dei tagli di piattine in ferro per assimilare i momenti di inerzia).

Tali varianti furono registrate dopo aver ripetuto alcune prove della prima serie, in modo da accertare che la lunga stagionatura a cui era stato soggetto il modello non ne avesse mutato considerevolmente il comportamento in regime elastico. Nell'aprile del 1956 cominciò la seconda serie di prove, ripetendo le più significative della prima e approfondendo le misure estensimetriche per le due sezioni fondamentali alla quota di 3,75 e di 33,30 metri. Le esperienze dinamiche si limitarono invece alla misura del nuovo periodo flessionale massimo e al periodo torsionale, che dimostrarono una più elevata rigidità flessionale.<sup>99</sup>

Le nuove prove relative all'effetto del vento fecero emergere alcune fessurazioni negli architravi dei piani inferiori, che si attribuirono al sovrapporsi di sforzi di ritiro per essiccamento causato dalla lunga stagionatura. Ciò consigliò di eseguire le prove con direzione invertita, per evitare la formazione di fessure simmetriche, e di ridurre la spinta.<sup>100</sup>

I riflessi delle prove sperimentali sul progetto strutturale del Grattacielo Pirelli

Completata la seconda serie di prove, il modello venne finalmente portato verso la rottura, con l'incremento proporzionale delle due componenti di carico fondamentali: peso proprio e azione del vento. Ciò evidenziò «insperate riserve di resistenza»<sup>101</sup> in regime elasto-plastico, confermando le aspettative di Nervi:

I risultati in essa raggiunti confermarono gli elementi fondamentali del progetto; solo misero in luce gradi di collaborazione tra i vari elementi della struttura più notevoli di quanto avessimo preveduto. La sostanziale monolicità di ogni organismo in cemento armato e il suo funzionamento statico unitario appariva ancora una volta ben superiore, e quindi ben più efficiente, di quanto i nostri calcoli avevano permesso di valutare.<sup>102</sup>

Come era accaduto vent'anni prima per il progetto delle aviorimesse, per le quali il calcolo si presentava «sordo come la materia dantesca»,<sup>103</sup> il procedimento empirico servì non tanto a suggerire nuove ipotesi formali o strutturali, quanto piuttosto a confermare la «sanità» di un'intuizione rispetto alla quale la pura teoria non poteva fornire adeguata conferma. Le varianti introdotte nel progetto a seguito delle due serie di prove sul grande modello cementizio furono infatti marginali: nello specifico furono volte a conseguire un incremento della rigidità flessionale della

mensola verticale principale costituita dalle due coppie di pilastri-parete, mediante l'inserimento di architravi di collegamento tra i pilastri stessi anche nei due terzi superiori della loro altezza (come registrato nella seconda serie di prove), e a migliorare il comportamento torsionale generato dalla posizione eccentrica delle torri ascensori.<sup>104</sup>

Grazie al modello fu inoltre valutato con maggior rigore fino a che altezza le punte e i relativi pilastri avrebbero raggiunto una deformabilità tale da consentire uno spostamento orizzontale equivalente alla deformazione termica dei solai (uno dei problemi che affliggevano Nervi), pur restando la sollecitazione massima nelle sezioni d'incastro all'interno di valori accettabili: coi risultati ottenuti si poté disporre che i solai dei piani più bassi fossero appoggiati sulle punte attraverso apparecchi di scorrimento,<sup>105</sup> come anche i primi quattro solai delle campate centrali.<sup>106</sup> Operazioni di ottimizzazione strutturale dunque, che non stravolsero l'impostazione complessiva. Stesso discorso per la flessibilità dei solai:

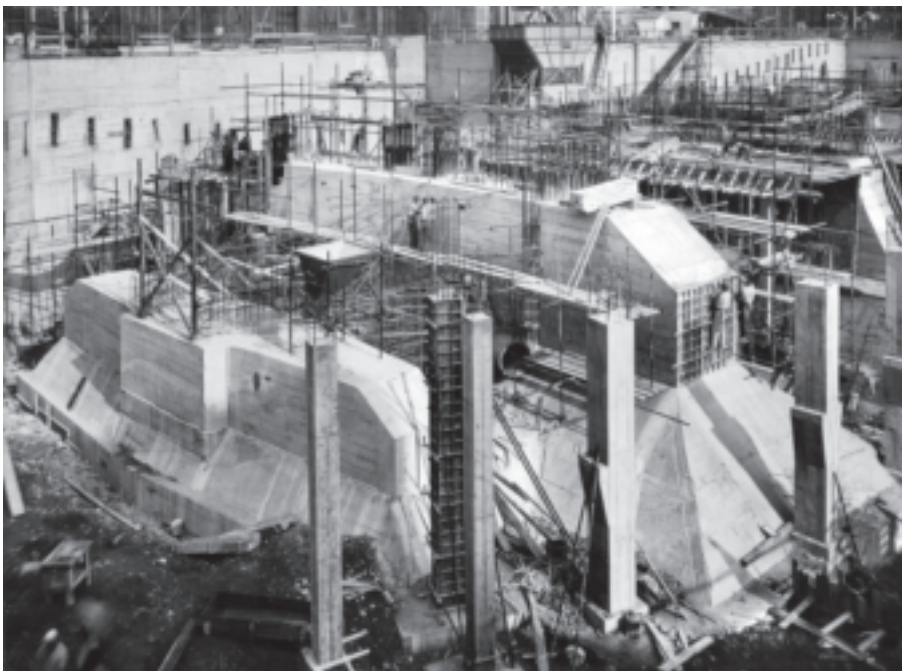
Di fronte all'ottimo risultato delle prove di carico fatte sui primi solai e della limitatezza delle frecce elastiche osservate notevolmente minori di quelle teoricamente prevedibili, si rinunciò a mettere in atto la pre-compressione che complicava notevolmente la questione esecutiva.<sup>107</sup>

La questione di introdurre o meno la precompressione nelle strutture del Pirelli rappresentava molto più che un semplice problema di carattere esecutivo. Dalla considerazione di questa «specie di riserva» emergono infatti le posizioni teoriche di Arturo Danusso a proposito di questa tecnica, per molti versi inconciliabili con quelle del suo maggior promotore in Italia: Gustavo Colonnetti. Danusso e Colonnetti erano la «vecchia guardia» dell'ingegneria italiana: entrambi allievi di Camillo Guidi a Torino, condividevano l'insoddisfazione per la teoria classica dell'elasticità, la quale, nata con riferimento all'acciaio, si dimostrava profondamente inadeguata nei confronti del cemento armato, a cui era stata adattata in modo superficiale durante le fasi pionieristiche della sua sperimentazione. I due ingegneri svilupparono quindi i loro studi alla ricerca delle deformazioni successive alla fase elastica, cioè quelle plastiche, prendendo in considerazione anche le tensioni che si verificano nelle strutture in assenza di forze esterne: «coazioni» per Colonnetti e «autotensioni» per Danusso.

— L'area della Brusada, giugno 1955 (Archivio Storico Pirelli).







Le fondazioni del Grattaciolo Pirelli in costruzione, settembre 1956 (Archivio Storico Pirelli).

Gli studi di Colonnetti sugli “stati di coazione”, avviati dalla constatazione dell’insufficienza delle generalizzazioni date da Somigliana rispetto alle distorsioni di Volterra,<sup>108</sup> furono affrontati nel 1917<sup>109</sup> con l’approfondimento di concetti già espressi nelle classiche memorie del 1911-1912,<sup>110</sup> e successivamente formalizzati nella nota *Per una teoria generale delle coazioni elastiche* del 1921,<sup>111</sup> con il teorema di minimo per il lavoro di deformazione in presenza di deformazioni impresse affatto qualsiasi, che unificava gli eterogenei problemi dell’indagine dell’equilibrio elasto-plastico.<sup>112</sup> Qualche anno dopo, nel 1934, Danusso conierà invece il termine “autotensioni”, titolo di un suo importante scritto,<sup>113</sup> sottolineando il benefico apporto del fenomeno dell’adattamento plastico. Muovendo da premesse condivise – appunto l’insufficienza della classica teoria dell’elasticità – il pensiero dei due andò differenziandosi in modo profondo: se in Colonnetti era forte la convinzione della necessità di una teoria matematica generale che sapesse riassumere tutti i casi particolari, comprendendo l’equilibrio elasto-plastico, l’equilibrio visco-plastico, la precompressione ed eventuali ulteriori coazioni naturali o artificiali, Danusso nutriva invece una grande fiducia nelle capacità di adattamento plastico delle strutture “mature” – soprattutto in quelle più volte iperstatiche – in cui gli sforzi possono “emigrare” favorendo la stabilità dell’insieme.<sup>114</sup> Sarà proprio questo atteggiamento, accompagnato da un marcato scetticismo verso la possibilità di ricorrere a procedimenti matematici non limitativi, a condurre Danusso nell’alveo della ricerca sperimentale, prima a Milano e poi a Bergamo. Al contrario, il riconoscimento della supremazia dell’approccio teorico portò Colonnetti a sondare le feconde possibilità di “addestramento” delle strutture tramite la precompressione, che egli ebbe modo di constatare nell’opera di Eugène Freyssinet, ammirata nel 1939 durante un ciclo di conferenze a Parigi.

Si comprende perciò che l’attività sperimentale svolta all’ISMES per il Pirelli non fu tesa unicamente a comprovare la validità dell’intuizione nerviana, ma contemporaneamente servì a Danusso a non cedere alle maggiori garanzie di stabilità preventivate con l’ipotesi della precompressione. In un certo senso, l’attestazione di una capacità di resistenza superiore a quella calcolata ricorrendo alla sola teoria confermava il credo del piemontese mutuato da Hennebique:<sup>115</sup>

Per quanto bene voi progettate, la natura avrà sempre una parola da dire, un correttivo da apportare più sapiente delle vostre previsioni: preoccupatevi dunque innanzitutto di assegnare alla struttura una sufficiente snellezza perché essa si presti più facilmente ad accogliere quel correttivo.<sup>116</sup>

Col senno di poi, le remore di Danusso a proposito dell’utilizzo della precompressione appaiono giustificabili: in quegli anni infatti in Italia le tecniche di dimensionamento e di messa in opera delle armature precomprese non potevano ancora basarsi su regole sicure, e spesso risentivano anche di una generalizzata impreparazione delle imprese esecutrici. Le carenze geometriche nel proporzionamento dei copriferri, unite a fattori quali la porosità del calcestruzzo e il verificarsi di significative fessurazioni condussero spesso – come testimoniano molte strutture sparse in tutto il Paese – all’avanzata del fronte di carbonatazione e alla relativa corrosione sotto tensione delle armature. Come è noto, diversamente dal cemento armato “tradizionale”, in questa situazione il precompresso si trova esposto al rischio di rotture improvvise, con danni significativi per la sanità strutturale.

Sebbene anche questa lettura appaia rilevante all’interno del nostro discorso, da un punto di vista più generale i modelli del Grattaciolo Pirelli celebrarono soprattutto la “sensibilità statica” di Nervi, a cui veniva dato atto di aver risolto correttamente in maniera intuitiva l’intricato problema posto da Ponti, suggerendo soltanto qualche miglioria utile al progetto esecutivo. Con tutto l’onore e il rispetto dovuto agli altri co-progettisti (peraltro generosamente tributato dal direttore di “Domus” nei suoi articoli) una delle peculiarità del grattaciolo milanese risiede proprio nella sintesi in cui vennero riassunte la poetica di Ponti e quella di Nervi, corrispondenti a due visioni se non antitetiche sicuramente distanti l’una dall’altra.

La prima coppia oppositiva che, in termini di certo riduttivi ma efficaci, può riassumere questa tensione è quella riferita a una visione tettonica – per Nervi – contrapposta a un’anti-tettonica pontiana. Acclamata come “un’architettura della trasparenza”, la performance di Ponti testimonia infatti fin dalle prime evoluzioni compositive il «preannunciato spostamento dei suoi interessi dal volume alla superficie»,<sup>117</sup> evidente ad esempio in forma più chiara nelle “facciate appese” della Villa Planchart a Caracas degli stessi anni, mentre per Nervi questa era l’ennesima occasione per dimostrare con solenne concretezza la verità costruttiva permessa dal cemento armato, che pur nella leggerezza delle sue opere conteneva in sé l’ostentazione di una gravità quasi “romana”. La preoccupazione per questo aspetto – rimarcata proprio nella terminologia utilizzata per il sistema strutturale utilizzato, appunto “a gravità” – porta dunque a considerare l’intero edificio in termini differenti, secondo l’interpretazione dei suoi due ingombranti protagonisti. Se per Ponti esso «sorge come un albero radicato nel suo terreno»,<sup>118</sup> da cui si sviluppa tendendo verso l’alto, allo stesso modo in cui avrebbero dovuto fare i suoi obelischi nell’irrealizzato progetto del Centro “Pre-



... Il cantiere del Grattacielo Pirelli (Archivio Storico Pirelli).

... Cantiere del piazzale d'accesso e parcheggio del Grattacielo Pirelli, 3 aprile 1957 (Archivio Storico Pirelli).

... Cantiere dell'auditorium del Grattacielo Pirelli, 25 giugno 1957 (Archivio Storico Pirelli).



«dio Italia» a San Paolo, la visione nerviana appare più orientata a guardare il fusto alla rovescia, preoccupandosi di ciò che va in basso – il percorso dei carichi aderente alle necessità statiche – piuttosto che tendere alla smaterializzazione dei suoi elementi compositivi. Tale lettura può trovare un'ulteriore convalida esaminando l'apice della mano nerviana presente nel grattacielo milanese, ovvero il profilo degli inconfondibili pilastri lasciati a vista all'ultimo piano: per questi infatti l'ingegnere preferì ricorrere, come d'abitudine, alla torsione permessa dall'utilizzo di casseforme lignee, sottolineandone il valore plastico piuttosto che seguendo la sagoma rastremata che assumono in facciata le strutture portanti centrali.

Pur essendo noti i crucci di Ponti ad opera finita,<sup>119</sup> dipendenti – come nel caso dei «dannati balconcini» o dell'esito «duro e rigido, perentorio, antipoetico, pesante e nero di ombre» della copertura<sup>120</sup> – in certa misura da Nervi, è da rilevare il grande omaggio fatto dall'architetto nei confronti dell'ingegnere. L'impostazione dell'auditorium seminterrato, ma ancor più proprio l'ostentazione del «romanticismo del cemento armato» nei pilastri nerviani all'ultimo piano del Pirelli – e quindi simbolicamente nel punto più alto dell'architettura – uniti al profluvio di elogi apparsi sugli scritti di Ponti (in *Amate l'Architettura* il nome di Nervi è quello più citato dopo Le Corbusier e Palladio!), chiudono forse il cerchio, facendo sposare, pur con qualche scaramuccia, «invenzione formale»<sup>121</sup> e «invenzione strutturale»<sup>122</sup> nel nome della cieca obbedienza all'edificio. Due invenzioni che dal punto di vista statico i modelli dell'ISMES misero sotto esame, ma a cui dovettero arrendersi trovandovi di sbagliato solo qualche piccolo dettaglio.

«Per quanto sia difficile dare un giudizio assoluto sulla intrinseca efficienza di una grande opera se non parecchi anni dopo la sua ultimazione, ... tutto oggi, e nella massima obiettività, fa ritenere che l'edificio Pirelli sia un così sano organismo statico e costruttivo da poter validamente raggiungere quelle estreme vecchiezze che ammiriamo negli antichi monumenti. Penso che solo una piccola parte delle costruzioni del nostro tempo nasca sotto così fausti auspici».<sup>123</sup>

### Torre Galfa e Torre Velasca: i simboli del «miracolo economico» milanese al vaglio dell'ISMES

Il Centro Pirelli non fu l'unico grattacielo testato in questi anni presso l'ISMES. Il prestigio dell'Istituto bergamasco riuscì infatti a conquistare, per diverse ragioni, anche la verifica sperimentale di altri due simboli della rinascita edilizia milanese del dopoguerra: la Torre Galfa (109 metri) e la Torre Velasca (106 metri).

Nel 1957 Melchiorre Bega, progettista del nuovo grattacielo che doveva sorgere all'incrocio tra via Galvani e via Fara (da qui il nome: Gal + Fa = Galfa), decise di sottoporre la struttura al vaglio della Scuola di Danusso. Nello specifico si decise di realizzare il modello in scala 1:5 di un solaio tipo, in appoggio su muri in calcestruzzo armato con campate di luce e forma irregolari e sbalzi notevoli.<sup>124</sup> La struttura, in travetti di calcestruzzo armato e laterizio, era prevista in appoggio su travi principali atte a ripartire sui muri le azioni principali.

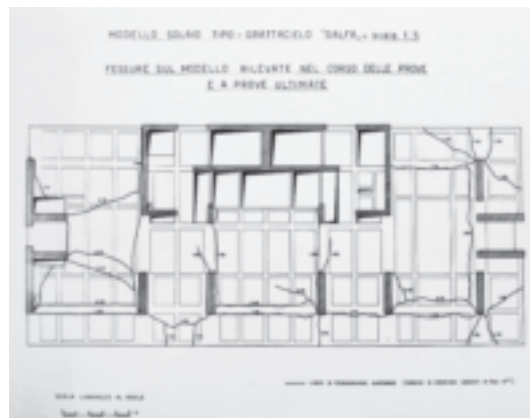
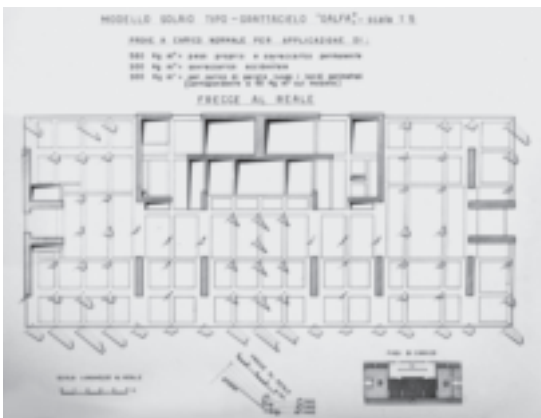
Le esperienze statiche condotte per la struttura della Torre Velasca furono invece maggiormente diversificate, a causa della sua particolarità ma soprattutto perché essa era stata progettata dai BBPR proprio insieme a Danusso. Svolte circa





\_ Melchiorre Bega, Torre Galfa, Milano, 1956-1959.  
 \_ BBPR, Torre Velasca, Milano, 1958.  
 \_ Tavole relative al modello di solaio tipo della Torre Galfa in scala 1:5 (Archivio Storico ISMES).

\_ Modello di solaio tipo della Torre Galfa in scala 1:5 durante il confezionamento e le fasi di prova, 1957 (Archivio Storico ISMES).



un anno prima di quelle per la Galfa, esse si concentrarono su tre diversi elementi strutturali: un elemento di controvento,<sup>125</sup> tre elementi di pilastro-modello (confezionati in scala 1:2) con differenti percentuali d'armatura<sup>126</sup> e un solaio tipo (riprodotto in scala 1:5) composto da cinque campate disposte a ferro di cavallo, corrispondente ai piani più alti dell'edificio.<sup>127</sup> Su tutti questi elementi si svolsero anche prove a rottura.



Negli stessi anni, all'ISMES furono anche studiate alcune opere di Riccardo Morandi (1902-1989): nel 1958 il Ponte di Maracaibo (testato su un modello elastico in celluloide in scala 1:28), nel 1962 il viadotto sul Polcevera (modello in celluloide scala 1:50) e nel 1963 l'impalcato per il raddoppio del ponte ferroviario sulla laguna veneta (modello in celluloide in scala 1:16,6).<sup>128</sup>

**1955: il riconoscimento ufficiale della modellazione strutturale in Italia**

Nel corso del 1955 in Italia le tecniche di indagine sperimentale sui modelli ricevettero una particolare pubblicità su diversi fronti, grazie ad alcune pubblicazioni e a un importante convegno. Quell'anno infatti Pier Luigi Nervi dà alle stampe *Costruire*



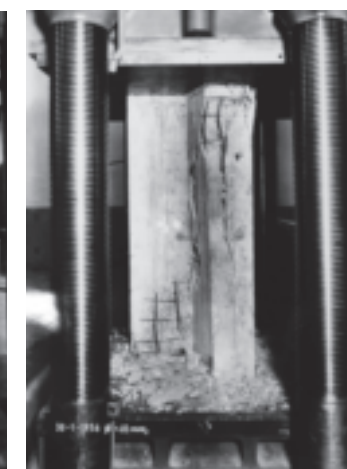
correttamente. *Caratteristiche e possibilità delle strutture cementizie armate*, nel quale un intero capitolo è dedicato alle “ricerche statiche sperimentali sui modelli”.<sup>129</sup> L'ingegnere decide così di raccogliere le sue riflessioni sulla modellazione strutturale, sviluppate anche in occasione delle lezioni argentine pubblicate nel 1951,<sup>130</sup> riprendendo quanto scritto dieci anni prima in *Scienza o arte del costruire?* (inadeguatezza della teoria, superiorità del metodo sperimentale eccetera) ma cercando anche di offrire una spiegazione più tecnica dei diversi metodi (estensimetrici e fotoelastici). Il testo è accompagnato da varie tavole con le fotografie dei modelli della prima e della seconda serie di aviorimesse, della struttura ondulata in ferrocemento per la Fiera di Milano e della volta di Tucumán. Ciò che espone Nervi si riferisce dunque alle esperienze sviluppate con Oberti a Milano, e difatti la trattazione dei modelli cementizi – dal momento che le indagini sperimentali sul Grattacielo Pirelli non erano ancora state svolte – viene affrontata in maniera piuttosto timida:

Si potrebbero tentare modelli costruiti in materiali di comportamento elastico simile a quello dei conglomerati, però, anche in questo caso, resterebbero sempre notevoli differenze, sia per l'impossibilità di studiare gli adattamenti viscosi che agiscono a lunga distanza nel tempo (evidentemente non sembra possibile tenere un modello sotto carico e sotto studio per mesi e anni), sia per la variabilità del grado di adattamento dei materiali cementizi, sia infine per la difficoltà di passare dalle deformazioni alle sollecitazioni quando non è più valida la legge di Hooke.<sup>131</sup>

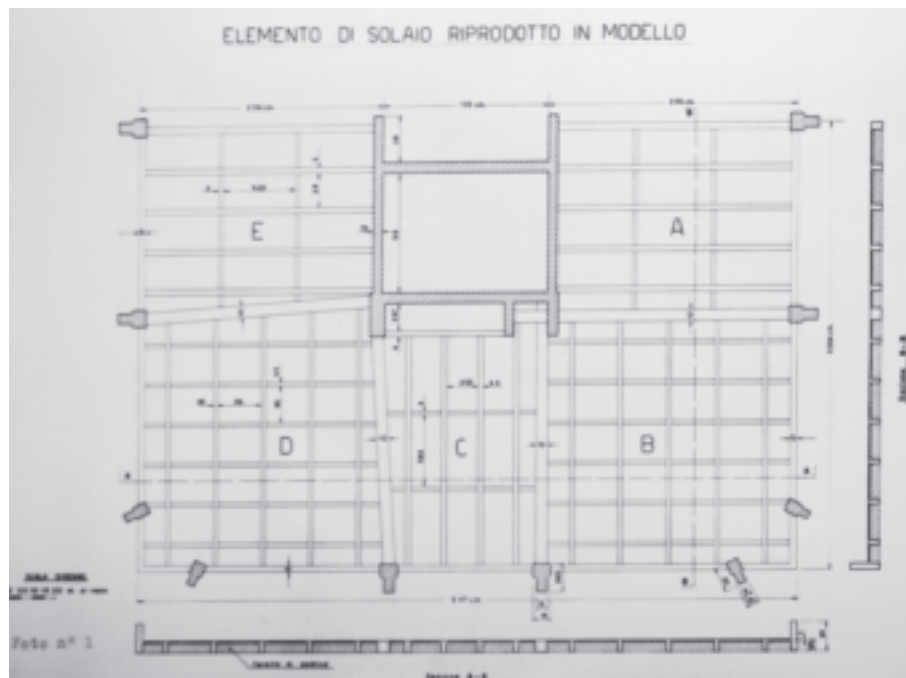
Al di là dei singoli contenuti espressi, la presenza di un testo sintetico ma unitario sui modelli strutturali contribuirà a legare il nome di Nervi a questo particolare tipo di sperimentazioni, diffondendolo a un vasto pubblico di architetti e ingegneri.

### I modelli strutturali nella lettura di Argan dell'opera nerviana

Il rilievo dato da Nervi all'utilizzo di modelli strutturali in scala ridotta fornirà un prezioso spunto per l'interpretazione critica della sua opera da parte di Giulio Carlo Argan, a partire dal 1945. In concomitanza con l'uscita di *Scienza o arte del costruire?*, Argan aveva infatti focalizzato lo sguardo sul dibattito ormai decennale a proposito della confluenza dell'architettura “tecnica” nel problema estetico generale dell'architettura moderna,<sup>132</sup> che era appunto il punto di partenza del volume di Nervi. Richiamando la pretesa dell'architettura «funzionale» di individuare nelle qualità statiche delle strutture «una determinante necessaria e immutabile della forma»,<sup>133</sup> nel saggio *Architettura e tecnica costruttiva* del 1945 il critico confuta la diffusa convinzione che, «determinata la finalità pratica e scelti i materiali più adatti a conseguirla»<sup>134</sup>, il progetto diventi soltanto una questione di calcolo, e in linea con la retorica nerviana sottolinea come «alla prova dei fatti, questo problema matematico risulta talmente complesso da non potersi risolvere se non con un largo margine di approssimazione». <sup>135</sup> Come è ovvio il discorso di Argan si estende ben oltre l'analisi specifica dell'opera di Nervi<sup>136</sup> per discutere dei caratteri più generali dell'architettura moderna, ma è significativo vedere come egli utilizzi proprio l'esempio della modellazione strutturale per mettere in crisi quel meccanicismo funzionalista che proporrebbe di «personalizzare nel calcolo il processo espressivo dell'arte». <sup>137</sup>



— Modello delle pareti di controvento della Torre Velasca, 1956 (Archivio Storico ISMES).  
— Modello di un elemento di pilastro della Torre Velasca, 1956 (Archivio Storico ISMES).



\_ Pianta del modello di un elemento di solaio della Torre Velasca (Archivio Storico ISMES).

\_ Modello di un elemento di solaio della Torre Velasca (Archivio Storico ISMES).

106



Se tra il calcolo matematico e la realtà fisica esiste una contraddizione, il modo di arrivare a disegnare una struttura perfetta non sarà il calcolo o la formula, ma la sperimentazione. Si costruirà il modello della struttura in una materia quanto più si può analoga al materiale prescelto per la costruzione; lo si sottoporrà a sollecitazioni pari a quelle cui sarà sottoposta la struttura progettata; se ne misureranno le deformazioni con estensimetri di precisione. Infine, tutto il calcolo si ridurrà ad una verifica.<sup>138</sup>

Poiché la sperimentazione su modello *presuppone* una forma inventata – cioè la forma in base alla quale è confezionato il modello, che verrà saggiata in laboratorio – è possibile allora affermare la predominanza del fatto estetico insito nel processo di creazione della forma sul fatto tecnico, che assume una posizione subordinata. Infatti la tangibilità del modello mostra concretamente come una forma esista già *a priori* rispetto al calcolo o alla sperimentazione – Argan chiama in causa «un'idea

tipicamente kantiana dello spazio»<sup>139</sup> e la lega al processo intuitivo evocato da Nervi nei suoi scritti – e che quindi la tecnica entra in gioco in un secondo momento, escludendo qualsiasi processo deterministico teso ad affermare il contrario.

Per sviluppare questa tesi, e soprattutto per inserire a pieno titolo l'opera nerviana all'interno di un "modo artistico" del costruire, Argan rievoca addirittura i grandi costruttori del Rinascimento, i quali secondo lui utilizzavano il modello allo stesso modo di Nervi, cioè «proprio nel senso di una verifica sperimentale di rapporti statici»,<sup>140</sup> dal momento che «la forma è la determinante della forza, e non l'inverso». <sup>141</sup> Il riferimento al celebre modello del Brunelleschi per la cupola di Santa Maria del Fiore,<sup>142</sup> pur non esplicitato, è evidente, e si noti che proprio quest'opera, di cui Nervi si era occupato, era stata l'oggetto della prima tavola di *Scienza o arte del costruire?*<sup>143</sup>

Tali concetti, espressi all'interno di uno scritto isolato, saranno ripresi nel 1955 in occasione dell'importante monografia dedicata da Argan a Nervi,<sup>144</sup> nella quale il ricorso al modello viene sfruttato nuovamente per esaltare il ricongiungimento operato tra ingegneria e architettura, e per affermare l'appartenenza delle opere nerviane a quel filone di ricerche strutturali di cui Freyssinet e Maillart erano stati i pionieri. Il punto di partenza è sempre lo stesso, e cioè l'impossibilità di delegare al calcolo matematico (e in generale alla tecnica) la creazione della forma:

Avendo constatato l'insufficienza del calcolo matematico, Nervi lo sostituisce e lo integra con la sperimentazione: costruisce il modello di una forma e lo sottopone ad una serie di sollecitazioni fisiche che riproducono con la maggior fedeltà possibile quelle che la struttura dovrà, nella realtà, sostenere. Sulla base di queste prove di carico, procede alle necessarie modifiche e determina la forma finale della sua struttura di cemento. Ma perché una forma possa essere sperimentata, è necessario averla "inventata"; ... Così si comprende meglio perché il calcolo matematico raramente conduca alla determinazione di una giusta forma spaziale: infatti quel calcolo dà per postulata un'idea od una struttura geometrica dello spazio ed in relazione ad essa computa le possibilità di resistenza e funzionali dei materiali e delle strutture.<sup>145</sup>

Per Argan il processo dell'ipotesi o dell'intuizione spaziale compiuto da Nervi «non distingue tra un'astratta legge geometrica dello spazio e la serie illimitata dei fenomeni naturali, e cioè considera lo spazio nella sua mobile e varia fenomenologia»:<sup>146</sup> al contrario, partendo dall'idea che ogni ipotesi è valida in quanto verificabile, esso «tende sempre a riferirsi ad una condizione reale e non ad una condizione ideale».<sup>147</sup>

Si può dunque affermare che il processo d'invenzione della forma consiste nell'ipotizzare un "fenomeno formale" che possa senza contraddizione alcuna inserirsi nella serie illimitata dei fenomeni naturali, o in quella che si può chiamare la fenomenologia dello spazio.<sup>148</sup>

### I modelli nella tecnica

Nell'ottobre del 1955, mentre all'ISMES si stavano svolgendo le prove sperimentali per il Centro Pirelli, a Venezia si tenne un importante convegno internazionale intitolato *I modelli nella tecnica*. Promosso dall'Accademia Nazionale dei Lincei di Roma – «massimo Istituto del sapere in Italia»<sup>149</sup> – il convegno si svolse dall'1 al 4 ottobre con il patrocinio per niente casuale della Società Adriatica di Elettricità, in occasione del cinquantenario della sua fondazione. Difatti, come rimarcato nel discorso introduttivo del presidente della SADE, il conte Vittorio

107



Cini, «L'Adriatica ritiene di avere in questo campo qualche titolo da rivendicare. I suoi tecnici hanno largamente contribuito alla pratica modellistica. Quasi tutte le sue costruzioni sono state studiate, vagliate, saggiate sui modelli». <sup>150</sup> Il contributo della sua Società nella creazione dell'ISMES gliene dava pieno atto, ma ancor più la continua fornitura di commesse all'Istituto di Danusso: ben 19 dal 1951 alla data del Convegno.

L'eccezionalità dell'evento veneziano è costituita dal fatto che per la prima volta in Italia furono radunati alcuni tra i più illustri scienziati attivi nel campo della modellazione strutturale, provenienti dagli Stati Uniti e da tutta l'Europa, permettendo un fertile confronto tra diverse Scuole e diversi tipi di approccio. Il tema proposto – appunto “i modelli nella tecnica” – non era riferito ad uno specifico ambito disciplinare, bensì suddiviso per sezioni tematiche di carattere eterogeneo: a una sessione sui modelli strutturali seguirono sezioni sui modelli acustici e fotometrici, sui modelli idraulici, sui modelli aerodinamici, termogasdinamici, elettrici, analogici e una sezione sui modelli nell'economia della tecnica. <sup>151</sup>

La sessione sui modelli strutturali, a cui fu dato l'onore di aprire i lavori, assume un valore significativo per il presente studio, sia per la composizione della rosa dei relatori sia per l'eterogeneità dei temi trattati. Dopo la relazione generale di Arturo Danusso <sup>152</sup> presero infatti la parola il prof. Lydik S. Jacobsen della Stanford University (USA); l'ing. Gaston Réménéieras, capo servizio studi e ricerche della Electricité de France; il prof. Alfred Stucky dell'Ecole Polytechnique dell'Università di Losanna; il prof. Eduardo Torroja dell'Università di Madrid; il prof. Friedrich Tölke dell'Università di Stoccarda; il prof. Manuel Coelho Mendes da Rocha, direttore del Laboratorio nazionale di Lisbona (LNEC) e infine il prof. Guido Oberti, in rappresentanza del Politecnico di Torino, nonché dell'ISMES di Bergamo. Nella relazione generale Danusso ribadì la peculiarità dell'occasione:

Dopo un secolo di studi sulla statica delle costruzioni, studi che trassero il maggiore impulso dalla constatata deformabilità dei materiali di qualunque natura, e dall'affermarsi prima, delle costruzioni metalliche, poi del cemento armato; dopo alternative di fiducia e sfiducia sul valore della teoria dell'elasticità come rappresentatrice del reale comportamento delle strutture; dopo il notevole ricorso all'esperimento sui materiali per trarne – diremo così – il fondamento grammaticale del linguaggio parlato dalla stessa natura; ecco che a suggerire la sintassi di questo linguaggio e il modo di comporlo in eleganza di stile, è intervenuta prima timidamente, ed ora incomincia a consolidarsi, l'idea del ricorso ai modelli strutturali, che riceve di proposito in questo Congresso il suo primo ed autorevole riconoscimento ufficiale. <sup>153</sup>

Premesso ciò, e citata l'importanza di alcune recenti esperienze in tal senso – l'ultimo congresso dell'Associazione Ponts et Charpentes a Cambridge e le raccomandazioni del regolamento tedesco per la costruzione di dighe del febbraio 1953 – Danusso può però rimarcare, con lucido disappunto, come “una vera coscienza” della funzione dei modelli strutturali non sia ancora adeguatamente riconosciuta, a causa di un “dissenso”, comune tra gli studiosi, tra «la visione sintetica dell'intuito che guarda il fenomeno nell'insieme della sua obbiettività fisica; e la visione analitica della scienza, che, entro i confini degli schemi ideali di cui dispone, controlla, precisa, ed afferma». <sup>154</sup> Da questa erronea contrapposizione si ottengono due posizioni antitetiche, e «così avviene che alcuni, legati per tradizione a questi schemi, trovino nei calcoli il riposo della perfezione logica, e vi si adàgino, diffidando dell'intuito

come di una buccia di limone che faccia scivolare verso l'empirismo; mentre altri lo tengono in prima linea come strumento di ispirazione da alimentare e controllare scientificamente coll'esperimento». <sup>155</sup> Questi ultimi, che sono poi i “propugnatori dell'uso dei modelli strutturali”, non hanno vita facile, trovandosi davanti un muro formato da idee preconcepite che porta al rifiuto generalizzato, da parte degli “Amministrativi”, di qualsiasi spesa da dedicare ai modelli, intesa soltanto come un onere superfluo.

Fra Colleghi specialisti sappiamo bene quale sia il valore dei modelli, quanta sia la povertà dei procedimenti di calcolo di fronte a certi problemi; quali correttivi i modelli vi portino, non solo quantitativi, ma anche ... qualitativi, ossia ispiratori di rinnovati orientamenti di pensiero verso la loro soluzione. ... Ed è questo sentimento che ci anima a combattere la buona battaglia verso coloro che permangono nel dubbio, pronti a vedere la pagliuzza nell'occhio del modello, piuttosto che la trave nell'occhio delle schematizzazioni teoriche. <sup>156</sup>

Danusso esprimerà questo mix di frustrazione e orgoglio anche qualche anno più tardi, nel 1961, in occasione del primo Decennale dell'ISMES:

«Dieci anni di vita in modesta ma crescente prosperità, per un Istituto che, senza propri fini di lucro, si è proposto di offrire il conforto della prova sperimentale a chi s'impegna nella responsabilità della pratica costruttiva, segnano una tappa di notevole significato, se si pensa quanto lontano era – ed è ancora oggi – dall'opinione corrente il riflesso dell'utilità di quel conforto, o meglio della sua necessità per l'economia edilizia. Non vale il ricordare ai progettisti il cumulo di restrizioni che la teoria è costretta ad imporsi per ridurre a schema di calcolo gli ordinari problemi e il conseguente suo difetto di validità, a cui l'esperimento può ovviare in notevole misura. Tanto meno vale l'insistere presso il Committente colla speranza di persuaderlo che per l'aggiunta, nella partita spese, del piccolo onere di un modello (mezzo per cento, o giù di lì) può incidere vigorosamente a diminuzione di quel duecento per cento minimo di copertura dei rischi, con cui il Progettista è tenuto a cautelarsi nel dimensionare, quindi nel far costare, la costruzione, quando procede per le normali vie del calcolo. Né si può ragionevolmente pretendere che vi provveda la Impresa costruttrice, costretta dalla concorrenza e dalle strette del capitolato a contenere al massimo le spese. Potrebbe farlo nel caso di un contratto a corpo con facoltà piena di varianti strutturali: ma il caso è raro e comporterebbe, nell'ordinario stile degli affari, la assicurazione preventiva di un'utile, assicurazione che, anche se plausibile, contrasta col doveroso riserbo dello sperimentatore. A chi, meravigliandosi di siffatta incomprensione, ne dubitasse, basti ricordare che il bilancio imponente dei lavori pubblici ignora, in generale, la partita di modelli strutturali». <sup>157</sup>

L'unica eccezione, secondo Danusso, poteva essere trovata nel campo delle grandi dighe a ritenuta, primario settore di competenza (e di sostentamento) dell'ISMES. Grazie all'interesse di pochi committenti illuminati – in primis proprio la SADE – i modelli poterono essere elevati da semplice macchina calcolatrice a «rappresentanti, per quanto possibile veritieri, del processo resistente», <sup>158</sup> specialmente nel superamento del campo elastico, conducendo alla necessità di ingrandirli.

La tecnica dei modelli diventa così più difficile e dev'essere continuamente affinata. Occorre rivedere ogni giorno, severamente, senza presunzioni ed orgogli e senza cristallizzazioni mentali che legittimano l'opera nostra: il grado di similitudine che sia possibile raggiungere tra modello e prototipo e la taratura degli strumenti a cui si affidano le misure. Il modello è, anch'esso come la teoria, uno schema rappresentativo anche se più affinato, ma non è il prototipo; ha i suoi difetti. L'ingegnere cerca di ridurli pur essendo certo che non riuscirà ad eliminarli; e non se ne adonta, perché sa che tutti i suoi procedimenti sono giuochi di sapiente approssimazione, e che in questa sapienza sta il meglio della sua arte. Anche gli strumenti misuratori hanno i loro capricci, le loro bizzarrie; così li chiama la nostra ignoranza che non sa cogliere la finezza e la innumerevole varietà delle incidenze che operano nella natura. E qui sono i nostri operatori manuali, dai periti

agli operai, che fanno miracoli d'intuizione: ad essi gli strumenti finiscono coll'arrendersi come i cagnolini al padrone che li tratta bene. Così essi danno preziose lezioni d'intuito a noi che abbiamo il compito di ispirare e dirigere l'opera loro.<sup>159</sup>

Parole chiarissime, da cui si evince ancora lo spirito infuso da Danusso in quella "clinica delle strutture" dove esse venivano pazientemente monitorate prima di confrontarsi con il mondo reale. Nonostante la diffidenza di certi ambienti scientifici e in generale del mondo delle costruzioni, il convegno di Venezia dimostrava l'esistenza di una rete internazionale composta da centri all'avanguardia nella modellazione strutturale, registrandone lo stato dell'arte e i temi fondamentali. Molte teste e molte idee che vale la pena di riassumere, seppur brevemente.

Nella sua relazione, dal titolo *Dynamics of Structural Models in USA*,<sup>160</sup> Jacobsen parte dalla notevole difficoltà di analizzare teoricamente i problemi di carattere dinamico, aggravata, data la peculiarità del caso specifico, dall'impossibilità di servirsi di esperienze pregresse. Jacobsen individua così quattro classi di modelli: modelli rigidi, utilizzati per la misura di sollecitazioni esterne globali (spinte del vento o di masse liquide), che vengono illustrati presentando esempi di serbatoi collocati su piattaforme vibranti; modelli elastici, di cui ne viene descritto un tipo atto a determinare le caratteristiche delle oscillazioni provocate dai terremoti attraverso quattro casi studio;<sup>161</sup> modelli plastici e modelli elettrici analogici, di cui è annunciata la felice applicazione presso l'Institute of Technology in California.

L'ingegner Gaston Réménéieras tratta invece alcuni studi e alcune recenti realizzazioni francesi, basati su due metodi ottici: con il primo era possibile rilevare il campo dei momenti flettenti nelle lastre piane ricorrendo alla loro modellazione mediante uno specchio, proiettando su di esso un reticolo e fotografandone l'immagine riflessa prima e dopo l'applicazione del carico; con il secondo metodo, rivolto specialmente a deformazioni elasto-plastiche, era possibile misurare le tre componenti del tensore di deformazione di un modello piano sovrapponendo otticamente un reticolo fisso a un altro reticolo inizialmente identico impresso fotograficamente sul modello, con esso deformato. Réménéieras inoltre mostra un metodo teorico per calcolare l'errore nella valutazione degli sforzi causato dalla differenza dei moduli di Poisson nel prototipo e nel modello; un metodo di ricerca degli sforzi per peso proprio immergendo il modello in un liquido; sistemi di perfezionamento degli strumenti di misura e alcuni casi particolari concretamente realizzati: due modelli – il primo in scala 1:125 in lamine di sughero espanso incollate con una soluzione resinosa e il secondo in scala 1:250 in gomma alla barite – per la diga di Tignes, alta 180 metri; un modello in scala 1:175 in lamine di gomma orizzontali sovrapposte e incollate per la diga di Roselend; vari modelli di strutture metalliche (alcuni in scala 1:1) e infine modelli in malta cementizia per ponti e altre strutture.

Il contributo del prof. Alfred Stucky illustra alcuni lavori realizzati in Svizzera, con specifico riferimento a sperimentazioni fotoelastiche (ad esempio per studiare l'effetto delle riprese di getto sulla grande diga a gravità della Dixence, alta 280 metri) e a prove su modelli di strutture intere o parzializzate per completare il calcolo.<sup>162</sup> A proposito del contributo dello svizzero, Danusso sottolinea come questa memoria lasci «la confortante impressione che nella Svizzera l'intervento speri-

mentale stia progredendo dall'eccezione alla regola, del che dobbiamo vivamente compiacerci».<sup>163</sup>

L'intervento successivo è di Eduardo Torroja, che ovviamente non poteva mancare a una tale riunione. Riassumendo le recenti esperienze condotte presso il celebre Instituto Técnico de la Construcción y del Cemento di Madrid, l'ingegnere concentra la sua esposizione su alcune innovative tecniche sviluppate nella capitale spagnola, che dimostrano e confermano lo sperimentalismo della sua Scuola.<sup>164</sup> Nel campo fotoelastico egli mostra modelli in gelatina atti a valutare gli effetti del peso proprio all'interno di strutture composte da parti con rigidità eterogenea, ad esempio strutture con fili di gomma interposti per simulare il cemento armato. Di seguito lo spagnolo tratta il campo delle lastre piane o curve, affrontato con modelli di malta cementizia armata con fili di acciaio, vicini alla scala 1:10 e con spessore minimo di 7 mm sul modello. Torroja spiega come sia necessaria una certa cautela sia nelle fasi di confezionamento e stagionatura (di circa un mese), sia nelle successive operazioni di aumento graduale e uniforme del carico, costituito da tubi lunghi e sottili immersi verticalmente in una vasca d'acqua a livello variabile. Grazie all'alto grado di similitudine raggiunto in questo modo, tale tecnica permetteva anche la determinazione dei carichi critici. Interessante è l'accento allo studio di un materiale elastico omogeneo e isotropo, particolarmente facile da plasmare e caratterizzato da una rapida maturazione, che grazie alla sua economicità avrebbe permesso con poca spesa la realizzazione di un elevato numero di modelli, e quindi il confronto preliminare di diverse soluzioni progettuali.

Il terzo tema esposto da Torroja si riferisce invece ai modelli di dighe, per i quali si poteva impiegare, sempre nell'ottica di un rapido confronto tra differenti ipotesi progettuali, una miscela di sabbia silicea fine e olio di vaselina. Questa miscela veniva preparata in modo tale che il modello si rompesse per carichi corrispondenti in similitudine a quelli normali per il prototipo: nel caso che il modello fosse rimasto integro dopo l'applicazione di questo carico, dimostrando quindi una resistenza superiore a quella postulata, si poteva ridurre lo spessore tramite una spazzola e verificarne nuovamente la resistenza.<sup>165</sup>

La memoria di Friedrich Tölke si concentra invece sulle difficoltà relative alla realizzazione della similitudine interna, sugli strumenti di misura, sui grandi modelli e sulle misure fotoelastiche. A proposito dei "grandi modelli", Tölke descrive il più grande modello costruito dall'Istituto Otto Graf di Stoccarda: quello del Ponte sospeso di Düsseldorf, lungo 9 metri.<sup>166</sup>

Manuel Coelho Mendes da Rocha, direttore del prestigioso LNEC di Lisbona, fornisce uno dei contributi più interessanti.<sup>167</sup> Innanzitutto il portoghese mette in primo piano la crescente frequenza di problematiche strutturali per cui il solo calcolo appare insufficiente, e per questo sottolinea la necessità di sviluppare le tecniche di modellazione all'interno di istituti appositamente dedicati, in modo che tali sperimentazioni possano giovare di un approccio continuativo e costante, rispecchiando il credo danussiano. Rocha, analizzando le relazioni tra i diagrammi degli sforzi e delle deformazioni di modello e prototipo, fornisce le condizioni atte a mantenere il principio di similitudine anche oltre il campo elastico, con una specifica attenzione al fattore tempo nel caso di deformazioni viscoso. Viene inoltre indicata la possibilità di estendere la similitudine alle proprietà statistiche, a parità di materiale tra



modello e prototipo, qualora si consideri una certa dispersione nelle caratteristiche di quest'ultimo. Il portoghese illustra poi l'ampia gamma di materiali impiegati per il confezionamento dei modelli al LNEC – sostanze plastiche (perspex, plexiglas, celluloidi, “alkathene” e “marco”) e gesso di Parigi puro o miscelato con farina fossile – approfondendone i criteri di scelta e rimarcando la convenienza di ricorrere a scale il più possibile ridotte. Interessante è l'elenco delle principali opere eseguite: numerosi modelli di dighe a volta – impiegati per fornire il benessere sui progetti prima della loro realizzazione e anche per ottimizzarne l'economia –, numerosi modelli di ponti, di pali per linee elettriche, condotte forzate, chiocciole di turbine e numerose esperienze fotoelastiche.

Pochi i modelli per edifici, a causa dello sviluppo dei metodi di calcolo e anche perché in quegli anni in Portogallo non ne furono costruiti di significativi. Vengono però citati alcuni esempi: il modello di un cinema (studiato con il metodo fotografico) per cui il calcolo non era sufficiente, un edificio di 20 piani in Brasile – studiato per gli effetti del vento e per le fondazioni – e il modello di una cupola metallica di 70 metri di diametro (quella del Pavilhão dos Desportos di Porto, conosciuto anche come Pavilhão Rosa Mota o Palácio de Cristal). Curioso è poi il modello della base in cemento armato del famoso monumento del Cristo Rei che stava sorgendo a Lisbona, alto 110 metri. Tale struttura fu studiata in galleria del vento e anche per le azioni sismiche e per l'assestamento delle fondazioni.

Come sottolinea Rocha, il panorama della modellazione in Portogallo poteva godere di una situazione particolare: diversamente da altri paesi (ad esempio l'Italia), lì la progettazione di strutture poteva essere svolta a partire da studi sui modelli, senza la necessità di una preventiva o successiva conferma teorica. Un fattore di non poco conto per il progresso di questa tecnica, che certamente fu uno degli ingredienti che determinarono la florida attività del laboratorio lusitano. Rocha conclude il suo contributo sottolineando la non esclusività della modellazione rispetto al calcolo analitico e fornendo dati interessanti sull'attività svolta al LNEC:

It can be affirmed that a model, even at a very reduced scale, is a truer image of the prototype than the hypothesis adopted currently in analytical calculations. ... This however does not reduce the value of the analytical methods, which possess the great advantage, except for very special cases, of having a quicker and more economical application and not needing large material resources. ... The analytical and experimental methods do not have to be placed in opposition, as at times there is tendency to do, but they should be considered as tools to be used judiciously for the economical and safe design of structures. The cost of the experimental design of a structure varies considerably according to the problems to be solved and the preparation of the laboratory which undertakes it. In order to give an idea of costs, we would mention that in the Laboratório Nacional de Engenharia Civil the actual cost for the majority of the studies carried out varies from 1000 to 3000 dollars. This is insignificant compared with the cost of large structures. As to the duration of the tests it varies as a rule from one to four months.<sup>168</sup>

L'unico italiano nella rosa dei relatori della sezione “Modelli strutturali” fu Guido Oberti. La sua memoria<sup>169</sup> risulta di particolare interesse poiché, oltre ad approfondire esperienze svolte in prima persona, egli traccia una breve ma densa ricostruzione storica dell'evoluzione dei modelli strutturali in Italia. Oberti rimarca innanzitutto l'attività pionieristica intrapresa vent'anni prima da lui e da Danusso presso il Politecnico di Milano, evidenziando la predominanza dello studio di dighe, specie a volta,

nella produzione modellistica italiana,<sup>170</sup> e il fondamentale apporto che queste tecniche sperimentali ebbero sulla loro progettazione.<sup>171</sup> L'ingegnere non si limita però a questo tema, elencando anche significative esperienze su modello relative a strutture di altro genere, sviluppate in varie sedi italiane: il modello di un ponte sospeso eseguito da R. F. Baldacci dell'Istituto di Scienza delle Costruzioni dell'Università di Pisa; le prove condotte da L. Finzi presso la Società Anonima Elettificazione (S.A.E.) di Lecco su un grande modello in scala 1:25 delle torri a traliccio per l'attraversamento con elettrodotto ad alta tensione dello stretto di Messina (con la consulenza di Danusso); le recenti prove svolte da P. Locatelli al Politecnico di Milano su un modello in scala 1:5 di un ponte ad arco molto ribassato (si tratta del Ponte di Calvene del 1908).<sup>172</sup> In aggiunta, Oberti coglie l'occasione per citare anche alcune delle prove condotte in collaborazione con Nervi: quelle sul modello in celluloidi delle aviorimesse in «cemento armato tipo Nervi»,<sup>173</sup> sul modello in celluloidi in scala 1:200 del grande arco proposto per la E42 di Roma e infine su quello – allora in corso di sperimentazione – in scala 1:15 «del nuovo imponente Grattacielo Pirelli in Milano».<sup>174</sup> Sugli atti del convegno vengono pubblicate proprio le immagini di questi tre modelli, contribuendo alla divulgazione dell'opera nerviana nell'ambiente specialistico della modellazione strutturale.

Il modello del Grattacielo Pirelli si prestava anche per ritornare su una delle questioni di più difficile soluzione – e quindi di maggiore interesse – all'interno del dibattito scientifico relativo a queste tecniche, ovvero la sperimentazione su modelli oltre il campo elastico fino a rottura. A questo proposito Oberti rimarca come questo metodo di indagine rappresentasse «un decisivo progresso rispetto ai precedenti<sup>175</sup> ai quali nulla si vuol togliere dell'importanza che hanno come mezzo di raffronto con i risultati della teoria».<sup>176</sup>

[Questo metodo], piuttosto che ubbidire a schematizzazioni preconcepite preferisce avvicinare la realtà del caso singolo ricopiandone le caratteristiche peculiari; e così non esita ad introdurre nel modello materiali, vincoli, giunzioni e modalità esecutive in genere che, mentre abbandonano sempre più la possibilità di un commento analitico, provocano una certa dispersione dei risultati nelle prove ripetute, specialmente intorno alle discontinuità, forniscono in compenso una visione sintetica del problema assai più realistica e quindi più aderente alle vere finalità della prova sperimentale. Questa visione consente e giustifica l'impiego, [in questo] metodo, di attrezzature e dispositivi di comodo, in quanto le alterazioni locali al regime degli sforzi che esse producono risultano sostanzialmente trascurabili rispetto alle finalità cui mira la prova. ... Naturalmente questa fase conclusiva delle esperienze, più comprensiva e più delicata delle precedenti, richiede un elevato spirito critico e una consumata abilità sperimentale, una paziente ricerca e preparazione dei materiali idonei alla confezione dei modelli, e dei rivestimenti atti a conservarli e proteggerli dalle influenze ambientali per tutta la durata delle prove.<sup>177</sup>

Nel passaggio da una visione analitica a una “sintetica”, grazie alla quale è possibile approdare a una visione “più realistica” del problema, Oberti sta riassumendo il pensiero di Danusso e di Nervi in maniera efficace. L'ammissione dell'abbandono della «possibilità di un commento analitico» e di «una certa dispersione dei risultati» dichiara apertamente la diffidenza per una certa ortodossia scientifica che avanzerebbe esclusivamente entro i limiti della coeva Scienza delle costruzioni, chiudendo gli occhi – per timore o per diffidenza – di fronte a quanto invece, con la dovuta cautela e basandosi su un'esperienza consolidata, veniva suggerito dalle manifestazioni concrete del mondo sensibile. Un approccio di tal genere ripudia

quindi qualsiasi generalizzazione, preferendo la non facile strada di un empirismo induttivo rispetto a qualsiasi schematizzazione aprioristica che non rispecchierebbe, seppur avvicinandosi, la verità delle strutture. Questi concetti furono ripresi nelle parole con cui Danusso chiuse la sua introduzione agli atti del Convegno:

E ricordino [i tecnici] che il pensiero – a cui son debitori, mediante la tecnica, delle loro fortune – può esser ricco finché si voglia di rigore logico e di potenza esplorativa, ma non possiede in sé i postulati obbiettivi della verità, e quindi traligna se non va a cercarli al di fuori, là dove il Creatore li offre alla nostra contemplazione. Di questa contemplazione i modelli sono, nel caso nostro, il principale strumento, specialmente quando, anziché dar corpo a schemi mentali che hanno già spogliato il fenomeno delle sue singolarità, tendono invece a riprodurre, per quanto è possibile, tutta la complessità del fenomeno stesso, affinché la natura vi esprima con maggiore ampiezza la sua genuina rivelazione.<sup>178</sup>

Il convegno organizzato dall'Accademia dei Lincei e dalla SADE segna dunque una tappa decisiva per lo sviluppo delle tecniche di modellazione strutturale in Italia. L'“incomprensione” generalizzata nei confronti dei modelli denunciata da Danusso trovò in quest'occasione una sorta di riconoscimento ufficiale e soprattutto la conferma di una diffusione oramai internazionale, in cui trionfava una fantasia investigativa di grande spessore. L'incontro promosse il rinsaldarsi di legami scientifici tra diversi istituti, dall'Europa agli Stati Uniti, fornendo notevoli spunti per l'evoluzione di queste tecniche, e comunque la possibilità di prendere atto dello stato dell'arte di questo settore. Le memorie analizzate aiutano a riassumere i temi fondamentali che erano oggetto di cimento per i vari scienziati verso la metà degli anni Cinquanta, e primo tra questi la difficile trattazione di grandi modelli a rottura, con tutte le complicità delle similitudini. A questa problematica si deve poi aggiungere anche il crescente interesse per la modellazione riferita alle verifiche sismiche, un altro campo nel quale – lo si vedrà nel prossimo capitolo – l'ISMES si dimostrerà all'avanguardia.

#### «Les intuitions heureuses des pionniers»: Nervi, Torroja e Oberti

Nonostante il successo del convegno dei Lincei del 1955 e la pubblicità fatta da Nervi attraverso i suoi scritti negli stessi anni, si capisce che la metodologia promossa a gran voce da Danusso per qualcuno non poteva divenire la regola, o quantomeno non poteva costituire un punto fermo per l'evoluzione della Scienza delle costruzioni e soprattutto per ricadute applicative su larga scala. Uno per tutti: Gustavo Colonnetti. La divergenza teorica tra la sue posizioni e quelle di Danusso, già acutamente analizzata da Tullia Iori,<sup>179</sup> è stata trattata in relazione all'utilizzo della precompressione nella struttura del Grattacielo Pirelli. A questo proposito si possono ricordare le parole pronunciate anni prima da Colonnetti sul comportamento di archi ribassati in cemento armato che mostravano di possedere margini di sicurezza più elevati di quanto fosse prevedibile in base ad una analisi condotta solo in campo elastico,<sup>180</sup> sollevando il problema della definizione teorica di questo benefico “surplus” intrinseco a molte strutture:

I tecnici più esperti hanno sempre fatto un più o meno esplicito assegnamento sul fatto che l'intervento delle deformazioni plastiche del calcestruzzo tende a scaricare quelle parti della struttura che in regime elastico risulterebbero eccessivamente caricate, se vi sono altre parti di essa, inizialmente meno impegnate, in cui gli sforzi possono emigrare a beneficio della stabilità

di insieme ... Ma è ben evidente che un tale modo di procedere non può diventare di uso corrente se non si è in grado di renderlo razionale, subordinando la scelta della configurazione risolvante, nella classe delle configurazioni equilibrate, ad un'analisi precisa delle deformazioni plastiche che si producono nella struttura.<sup>181</sup>

L'ostinata ricerca, da parte di Colonnetti, di una teoria generale attraverso la quale spiegare sistematicamente i fenomeni legati all'equilibrio elasto-plastico, fomentarono quindi un certo attrito nei confronti della Scuola danussiana; un diverbio acuito anche dalla franchezza del suo carattere, che fu una delle concause del relativo isolamento che egli – insieme ai suoi principali allievi – dovette scontare nel panorama italiano. Tuttavia, l'apertura mentale di Colonnetti non gli impediva di riconoscere – e questo fu un suo grande merito – l'importanza e la novità dell'approccio seguito da alcuni tra i più significativi scienziati e progettisti a lui contemporanei. Nel terzo volume della sua *Scienza delle costruzioni*, edito nel 1957, la trattazione delle pareti sottili viene infatti delegata quasi interamente alle parole di tre protagonisti indiscussi dell'ingegneria europea, «scelti tra quelli che maggiormente stimo, e in cui mi sembra felicemente raggiunto il più intimo connubio tra prudenza e ardimento»:<sup>182</sup> Pier Luigi Nervi, Eduardo Torroja e Guido Oberti.

Nervi e Colonnetti si conoscevano bene. Negli anni Quaranta infatti il primo fu coinvolto a diverso titolo negli ambiziosi programmi di ricostruzione edilizia promossi dal Consiglio Nazionale delle Ricerche (CNR), la cui presidenza era stata assunta nel dicembre del 1944 dallo scienziato torinese con l'obiettivo di riformare l'intero panorama edilizio italiano, puntando in particolare sul ruolo che avrebbe potuto avere un'industrializzazione sistematica ed efficacemente coordinata. Tra le numerose iniziative, la riforma del CNR promosse la formazione di numerosi organi distaccati,<sup>183</sup> nei quali ritroviamo Nervi come membro della “Commissione di studio per il cemento armato”, della “Commissione di studio per l'unificazione nell'industria edilizia” e della “Commissione di studio per la stampa e le pubblicazioni” (parti integranti del “Comitato nazionale per la ricostruzione edilizia”),<sup>184</sup> ma anche intervenendo sul tema dell'unificazione dei modi e delle tecniche della progettazione.<sup>185</sup> Nel 1946 inoltre Colonnetti stesso sceglierà, tra gli altri, il nome di Nervi come membro dell'Unrra-Casas,<sup>186</sup> istituito a maggio. Nervi contribuirà anche alla stesura del *Manuale dell'Architetto*, come membro del comitato organizzativo insieme a Colonnetti (presidente), Bongioanni, Ridolfi e Zevi.<sup>187</sup> Attraverso il legame con Colonnetti, Nervi entrò anche a far parte del Comité Européen du Béton (CEB), organismo fondato nel 1953 da André Balency Béarn e da Eduardo Torroja con lo scopo di coordinare a livello europeo le ricerche sul cemento armato, con la partecipazione di studiosi, progettisti e costruttori. Pur partecipando solo marginalmente alle iniziative del Comitato, Nervi fu membro della delegazione italiana – costituitasi in seno al CNR stesso – e su suo invito si svolse a Roma la quarta sessione del CEB, (nella quale fu nominato presidente Franco Levi, giovane allievo del piemontese),<sup>188</sup> proprio nel 1957,<sup>189</sup> anno in cui viene dato alle stampe il terzo volume della *Scienza delle Costruzioni* di Colonnetti.

Dopo aver trattato nei primi due volumi la teoria matematica dell'equilibrio dei corpi deformabili,<sup>190</sup> Colonnetti spiega come essa cada in difetto quando una delle tre dimensioni geometriche del corpo considerato sia molto piccola o molto grande



rispetto alle altre due. Il problema si pone dunque in relazione al tema delle “pareti sottilissime”, di cui «offre mirabili esempi la natura dei calici di certi fiori; nei gusci di uova, di insetti, di crostacei; in una infinita varietà di conchiglie. Ce ne offrono non men mirabili esempi l'industria del vetro e quella delle materie plastiche».<sup>191</sup> La traduzione di questi principi statici nel campo delle costruzioni era stata permessa solo grazie allo sviluppo della tecnica del cemento armato, e a questo proposito Colonnetti evidenzia come

le forme di cui si tratta sono raramente suscettibili di una rappresentazione analitica che si presti alla impostazione dei soliti calcoli statici. Allo stato presente delle cose, vi sono ben poche possibilità di esprimere le leggi dell'equilibrio di siffatte strutture con equazioni che ci conducano a definire in modo semplice la distribuzione delle tensioni interne e delle corrispondenti deformazioni. Anche in quei pochi casi in cui le equazioni si possono scrivere e si sanno integrare, esse non ci potranno mai dar altro che una soluzione valida soltanto in regime di perfetta elasticità; e noi sappiamo bene fino a qual punto questa soluzione limite può differire dalla realtà del fenomeno fisico, che è quasi sempre influenzato dalla presenza di fenomeni anelastici.<sup>192</sup>

Queste considerazioni lo portano ad affermare perentoriamente:

116 Una vera e veramente attendibile soluzione analitica del problema dell'equilibrio di siffatti sistemi è dunque da considerarsi, nella maggior parte dei casi, praticamente irraggiungibile. E ciò soprattutto e proprio in quei casi che, per la complicazione delle forme, sono i più interessanti.<sup>193</sup>

Ammessa a malincuore l'inadeguatezza della teoria e sottolineata l'originalità di quelle che lui stesso battezza «*intuitions heureuses des pionniers*»,<sup>194</sup> Colonnetti ne affida dunque l'enunciazione ai diretti protagonisti, «nell'attesa che le loro realizzazioni geniali possano un giorno trovare una giustificazione razionale e venire inquadrare in una teoria scientifica»,<sup>195</sup> di cui egli comunque nell'ultima parte del volume cerca di delineare una traccia.<sup>196</sup>

Il passaggio di testimone non è operato però acriticamente: dalla corrispondenza tra Nervi e Colonnetti relativa alla preparazione del libro traspare infatti in modo nitido la posizione del piemontese a proposito del delicato tema. Nella trattazione di «quei problemi che la teoria razionale è assolutamente incapace di risolvere»,<sup>197</sup> egli infatti dichiara di voler procedere «rinunciando decisamente a qualsiasi tentativo di teorie approssimate che scientificamente non valgono niente e che praticamente non fanno che alimentare l'illusione di un rigore inesistente, conducendo a risultati di cui non si conosce neppure lontanamente l'approssimazione».<sup>198</sup> Difatti «la via da seguirsi quando la struttura si allontana dalle forme classiche (travi, archi, volte, cupole e simili) è a parer mio proprio quella che lei segue nel suo recente scritto: aiutare l'intuizione del fenomeno fisico con poche idee generali e con molti esempi».<sup>199</sup> Lo scritto a cui fa riferimento Colonnetti è *Costruire correttamente*, edito da Nervi nello stesso anno di questa lettera. In un'altra lettera le sue parole sono anche più chiare:

Ora io non ho mai avuto alcuna simpatia per i metodi spesso complicatissimi con cui si tenta di risolvere col calcolo questi problemi; e sono sempre più convinto che si tratta di acrobatismi analitici privi di interesse perché non se ne conosce il grado di approssimazione. Mi rifiuto quindi di imbarcarmi in una esposizione di metodi di calcolo a cui non credo. Vorrei piuttosto parlare di questi problemi più complessi facendo appello da una parte alla intuizione del fenomeno fisico, dall'altra alla sperimentazione su modelli. Perciò ho pensato a Lei e ad Oberti. Tra gli stranieri ho pensato a Torroja.<sup>200</sup>

Il testo di Oberti – titolato semplicemente *I modelli*<sup>201</sup> – è sostanzialmente in linea con quanto espresso al convegno dei Lincei, ma appare significativo per la scelta delle fotografie che corredano la narrazione: sette immagini, di cui solo due non riferite ad opere nerviane. Esse mostrano infatti il modello del solaio in scala 1:5 del Grattacielo Pirelli con tutta l'attrezzatura necessaria per le prove statiche; il modello della copertura del Palazzo dell'Abbigliamento alla Fiera di Milano; tre diverse immagini delle aviorimesse di Nervi (con l'attrezzatura per la determinazione degli effetti del peso proprio e della pressione del vento) e, tra le opere “non nerviane”, solo il modello di una diga per il tracciamento delle isostatiche sul paramento a valle e il modello dell'elemento di copertura studiato per l'Università di Tucumán. Queste immagini sembrano far eco a quelle selezionate direttamente da Nervi nel suo lungo testo,<sup>202</sup> che tra le altre opere presenta proprio diverse viste delle aviorimesse e la pensilina per la Fiera di Milano, facendo sì che il suo lavoro assuma un ruolo predominante nel volume di Colonnetti. Dettaglio non insignificante: il nome del Grattacielo Pirelli non appare in nessuna riga del libro, e infatti il modello del relativo solaio è citato in forma anonima. Ciò appare abbastanza curioso, dato lo spazio che la sperimentazione su questo edificio aveva avuto all'interno del testo redatto per il convegno dei Lincei.

Se il testo di Nervi non si concentra sul tema della modellazione, delegandone la trattazione a quello di Oberti, il contributo di Torroja mostra invece i risultati ottenuti grazie al modello in scala 1:10 per il Frontón Recoletos di Madrid e al modello al vero delle pensiline dell'Ippodromo di Zarzuela caricati fino a rottura, proseguendo poi con un'accorata difesa delle indagini sperimentali:

Come dunque calcolare molte delle forme che abbiamo visto prima? Sono sicuro che il migliore specialista non ci servirà che ad assicurarci sull'inutilità di tentarlo, giacché è quasi impossibile riuscirci. Grazie a Dio, oggi esistono laboratori bene equipaggiati e specializzati per l'analisi sperimentale o analitico-sperimentale delle tensioni, e cominciamo a disporre di curiosi procedimenti per garantire il buono o il cattivo comportamento d'una struttura, per complicata che sia. Il modello in scala ridotta ha ripreso l'importanza che, a questi scopi, sembra abbia avuto in epoche remote, con una serie di risultati insospettiti fino a poco tempo fa. Il valore dei suoi risultati e la fiducia che in essi dobbiamo porre sono eguali, e dirò persino superiori, a quelli del calcolo analitico, i cui vizi e difetti occulti allarmano, in molti casi, soprattutto chi più si sia specializzato nella materia.<sup>203</sup>

Il volume curato da Colonnetti rappresenta dunque, dopo il Convegno dei Lincei, un altro importante segno della diffusione della modellazione strutturale in Italia, ma anche l'ennesimo trionfo per Nervi, che pur avendo finora sfruttato l'arte e la scienza del cenacolo danussiano solamente per un ristretto numero di opere, ne usciva come uno dei progettisti più attenti e aggiornati rispetto a queste tecniche nel panorama italiano e, dopo Torroja, in Europa e nel mondo. Il successo più grande lo otteneva comunque l'ISMES, il cui lavoro, grazie alla visibilità generata dal potere iconico del modello del Grattacielo Pirelli e ai successi relativi alle dighe, veniva riconosciuto e divulgato internazionalmente.

–1. G. Oberti, A. Danusso, *Diga arco-gravità sul Piave: criteri di progetto e ricerche sperimentali*, “L'Energia Elettrica”, estratto dal fascicolo n. 12, vol. XXXII, 1955.

–2. Tale struttura consisteva in un vascone dalle pareti particolarmente rigide, con capienza utile di circa 10 x 5 metri e altezza pari a 2,5 metri, sorretto da una doppia serie di pilastri. I pilastri, che permettevano di avere un soppalco libero su cui operare, erano appoggiati su di una robusta piastrina di fondazione.

–3. «... a dar risonanza a queste fondamentali benemerienze, intervenne l'azione di un efficace catalizzatore quando lo stesso Ing. Semenza ... annunciò che la quarantina di milioni spesi per modellare a due riprese quella diga [la diga di Pieve di Cadore] aveva fruttato il risparmio di un miliardo nel costo esecutivo. L'effetto della notizia fu prodigioso: gli industriali idroelettrici si affollarono intorno a noi; l'Istituto consolidò la propria società privata senza chiedere un soldo ai pubblici poteri; il Servizio Dighe del Ministero dei Lavori Pubblici trovò aperte le nostre porte; venne, vide, e vinse le difficoltà burocratiche di dar credito al modello come elemento fondamentale di giudizio; parecchie Nazioni ci furono e ci sono larghe di consensi, di ordinazioni, di incoraggiamenti. E così – nella meraviglia, che ad ogni bilancio si rinnova, di essere ancora vivi – procediamo, confortati dalla speranza che la necessità di sperimentare sistematicamente sulle strutture costruttive, a beneficio della scienza e della tecnica, maturi nelle coscienze di coloro che vi impegnano pensiero, denaro e responsabilità» (A. Danusso, *Prefazione*, in *1951-1961. ISMES*, ISMES, Bergamo 1961, p. X; lo stesso testo è stato ripubblicato anche come A. Danusso, *Istituto Sperimentale Modelli e Strutture. I Decennale 1951-1961*, in *La scienza e lo spirito negli scritti di Arturo Danusso*, cit. alla nota 40 cap. 1, pp. 119-124).

–4. G. Bocca, *ISMES, quarant'anni*, edizione fuori commercio pubblicata in occasione del 40° anniversario dell'Istituto, ISMES, Bergamo 1993, pp. 4-5.

–5. Gli azionisti di riferimento furono l'Italcementi (con il 30%) e l'Edison (con il 20%).

–6. A. Danusso, *Prefazione*, in *1951-1961. ISMES*, cit. alla nota 3, p. IX.

–7. Nel 1953 il Consiglio era composto da: prof. dr. ing. Arturo Danusso (presidente), dr. ing. Carlo Pesenti (vicepresidente), dr. ing. Carlo Semenza (vicepresidente), dr. ing. Filippo Carati, dr. ing. Francesco Cartesegna, dr. ing. Guido Cerillo, dr. ing. Arturo Ferrario, dr. ing. Dante Finzi, dr. ing. Francesco Harrauer, dr. ing. Angelo Giannone, dr. ing. Paolo Radici, prof. dr. Luigi Santarelli, dr. ing. Mario Scalabrini, dr. ing. Giuseppe Torno, dr. ing. Carlo Vigliani.

–8. Il Comitato tecnico era composto da: prof. dr. ing. Arturo Danusso, dr. ing. Filippo Carati, dr. ing. Francesco Cartesegna, prof. dr. ing. Carlo

Drioli, dr. ing. Dante Finzi, dr. ing. Giulio Gentile, dr. ing. Claudio Marcello, dr. ing. Mario Scalabrini, dr. ing. Carlo Semenza, dr. ing. Carlo Vigliani, prof. dr. ing. Guido Oberti (Segretario).

–9. Cfr. *Organizzazione - Impianti - Attività*, “I Quaderni ISMES”, n. 1, settembre 1953.

–10. G. Oberti, *Development of aseismic design and construction in Italy by means of research on large model test*, “I Quaderni ISMES”, n. 6, 1956, pp. 3-4. Questo contributo era già stato pubblicato nei *Proceedings of the “World conference on the earthquake engineering research”*, San Francisco, Berkeley 1956.

–11. Nella prima esperienza il tubo aveva un diametro interno di 2,65 metri, camicia in calcestruzzo dello spessore medio di 8 centimetri, ed era compresso con filo in acciaio di diametro 6 mm e passo medio di 27 mm. Il getto della scorza fu effettuato il 22 novembre del 1952, mentre il getto della camicia tre giorni dopo. Dei tre tronchi che costituivano il tubo, i due alle estremità furono sottoposti a prove a vuoto. Il 10 gennaio 1953 furono effettuate le misurazioni, che consentirono di determinare per ogni tronco l'ammontare della tensione nella spirale di armatura a vuoto; la caratteristica sforzi-deformazioni del filo prelevato dal tubo in opera; l'entità dello scorrimento del filo nella scorza di rivestimento in conseguenza di un'improvvisa rottura e il valore medio del modulo elastico del calcestruzzo della camicia interna. La misura dello stato di tensione dell'armatura fu effettuata su 12 punti per ogni tronco, tagliando il filo in prossimità del punto di misura con una mola a carborundum e misurando la deformazione conseguente con un estensimetro rimovibile “Whittemore-Huggenberger” su base 125 mm. Prelevando due spessori del filo d'armatura dal tronco della condotta si ottenne anche il diagramma sforzi-deformazioni, dal quale fu possibile dedurre i valori dei moduli elastici medi. Dalle deformazioni si risalì alle tensioni corrispondenti, e in seguito furono effettuate ulteriori prove, mediante tagli successivi, che evidenziarono come nel caso di rottura di un filo la tensione avrebbe ripreso il suo valore primitivo al massimo a un metro dal taglio, poiché lo scorrimento sarebbe stato contenuto dal rivestimento di malta cementizia. Il passo successivo fu la determinazione del valore medio del modulo elastico del calcestruzzo della camicia interna, ottenuto tagliando l'armatura di tensione lungo 6 generatrici fino ad ottenere la decompressione completa del calcestruzzo di un sufficiente tratto di tubo. Furono quindi rilevate le deformazioni tangenziali tramite 6 estensimetri elettroacustici “Galileo” su base 120 mm e un estensimetro rimovibile (sempre “Galileo”) su base 500 mm, e poi le deformazioni diametrali per mezzo di quattro file di flessimetri centesimali tipo “Schaeffer”. Da questi valori si riuscì a calcolare il modulo di elasticità ricercato. Cfr. ISMES, ACS 11, *Relazione sulle prove a vuoto eseguite su tronco*

*di condotta forzata precompressa dell'impresa ingg. NERVI e BARTOLI per conto Spett. Soc. S.A.D.E. Venezia*, pratica n. 111, 19 febbraio 1953.

–12. La seconda esperienza fu riferita ancora ai tronchi di condotta forzata in calcestruzzo armato precompresso del Cantiere di Villa Rinaldi, con le stesse caratteristiche dei precedenti. In questo caso furono sottoposti alla prova due tronchi – di lunghezza assiale pari a 1,65 metri – appartenenti alla parte centrale di un tubo, in modo da dedurre l'ammontare della tensione esistente nella spirale di armatura a vuoto, la configurazione assunta dal tubo sotto carico e le relative deformazioni locali ed infine la pressione di rottura in seguito alle prove ad oltranza. La misura dello stato di tensione dell'armatura fu effettuata su dieci punti per ogni tronco, tagliando il filo con la mola a carborundum e misurandone la relativa deformazione mediante un estensimetro “Whittemore-Huggenberger” su base 125 mm. Grazie alle prove precedentemente eseguite, si ottennero i valori dei moduli elastici (al ritorno) del filo d'armatura, e quindi si riuscì a risalire dalle deformazioni rilevate alle corrispondenti tensioni. Le prove di carico furono eseguite riproducendo le stesse condizioni a cui sarebbe stata soggetta la condotta una volta in opera; all'interno del tronco, appoggiato su muretti, fu introdotto un tubo metallico di diametro leggermente inferiore, provvisto sulle testate di centine metalliche e ammarato esternamente a robusti profilati. L'interstizio tra il tubo metallico e la condotta venne poi riempito d'acqua e messo in pressione mediante una pompa a stantuffi, mentre il controllo delle condizioni di carico veniva controllato da due manometri di precisione “Bourdon” e “Losenhausen”. Sulla superficie esterna di uno dei due tubi si disposero 24 flessimetri (al centesimo di millimetro) del tipo “Schaeffer” e sei estensimetri elettroacustici “Galileo” su base 120 mm; sull'altro tubo il numero degli estensimetri fu invece portato a 10. In queste condizioni furono effettuati numerosi cicli per diverse modalità di carico, e le prove ad oltranza si svolsero alla presenza degli ingegneri della SADE tra febbraio e marzo 1953. Dopo alcuni cicli preliminari per l'assestamento del materiale e per eliminare gli effetti termici dovuti alle differenze termiche tra aria, calcestruzzo e acqua, si procedette quindi all'innalzamento graduale della pressione del liquido: ambedue i tronchi presentarono le prime fessure lungo una generatrice in prossimità dell'appoggio, e aumentando progressivamente la pressione si ebbero fessure lungo altre generatrici, ma sempre nella metà superiore del tronco. Infine, il tronco fu vuotato, riempito di nuovo e rimesso in carico ottenendo valori diversi dai precedenti. La relazione tecnica relativa a queste prove fu firmata da Oberti ed Enzo Lauletta. ISMES, ACS 16, *Relazione sulle prove eseguite su due tronchi di condotta forzata in calcestruzzo armato precompresso della Spett. Impresa Ingg. Nervi e Bartoli p.c. della Spett. S.A.D.E. - Venezia*, pratica n. 116, settembre 1953.

–13. La terza esperienza fu relativa a prove su tronchi sperimentali “tipo Nervi” per la condotta forzata in c.a.p. per alte pressioni dell'impianto della SADE di Somplago, che era costituita da due tubi coassiali. Su questi tronchi furono svolte due serie di prove, al fine di determinare le modalità della collaborazione tra il tubo interno e quello esterno qualora la malta di riempimento dell'intercapedine fosse sollecitata oltre il limite elastico, e poi per controllare la tenuta del giunto interno determinando l'entità delle eventuali perdite e le modalità della loro diffusione nella “maltina” di riempimento. Il tronco da sperimentare era costituito da due tubi coassiali di cui si conoscevano, grazie a prove preliminari spinte fino a rottura, lo stato di coazione e il comportamento sotto carico. L'intercapedine fra i due tubi fu riempita con una malta composta da sabbia, cemento, farina fossile e gesso anidro, messa in opera con un pestello; l'attrezzatura della prima prova era composta da un contro-tubo di lamiera metallica rinforzata e da una pompa a pistoni controllata da due manometri, mentre 12 flessimetri al centesimo di millimetro e 9 estensimetri elettroacustici “Galileo” su base 120 mm costituivano l'apparecchiatura di misura. La prima prova fu eseguita innalzando gradualmente la pressione idrostatica e soffermandosi per circa 20 minuti su ogni grado, ottenendo i valori delle deformazioni; alla pressione di 19 atmosfere essa fu interrotta, quando il tubo esterno si fessurò provocando perdite d'acqua. Per la seconda serie di prove si mantenne la medesima attrezzatura di carico. Nell'intercapedine, riempita con la stessa malta utilizzata in precedenza, furono inserite 12 cannucce di vipla comunicanti con l'esterno con fori per un tratto di circa 30 centimetri in corrispondenza del giunto o delle zone superiori o inferiori dell'intercapedine, mentre esternamente furono collocati 18 flessimetri di controllo. Le prove si svolsero secondo tre serie distinte: nella prima si innalzò gradualmente la pressione misurando le perdite e rilevando le indicazioni dei flessimetri; nella seconda vennero otturate le cannucce alle estremità e osservate le pressioni statiche prodotte su una cannucchia di riferimento; nell'ultima prova infine si tagliarono le armature dei tubi esterni e si effettuarono misure delle deformazioni diametrali alle diverse pressioni e misure della pressione in una cannucchia di riferimento. Come le precedenti, anche la relazione tecnica relativa a queste esperienze fu firmata da Oberti e Lauletta. Cfr. ISMES, ACS 34, *Relazione sulle prove su tronchi sperimentali tipo “NERVI” per la condotta forzata in c.a.p. di Somplago p.c. Spett. Soc. S.A.D.E. - Venezia*, pratica n. 134, novembre 1954.

–14. «Giuseppe Valtolina, ingegnere milanese, è l'eminente tecnico, progettista ed organizzatore la cui attività fra i progettisti italiani ha, credo, la maggiore estensione in Europa (Spagna e Francia ecc.) e in America (Argentina, Brasile, Canada, Messico ecc.), in collegamento ed azione con



studi americani ed europei. La sua esperienza è maturata attraverso un grandissimo numero di opere, condotte particolarmente per le industrie più importanti e segnatamente per la Pirelli stessa: edifici per uffici, edifici industriali, centrali elettriche, ecc. Nel campo degli uffici sono realizzazioni sue notevoli, quello S.I.R.T.I. in Milano (vicino ad un'altra sua opera, l'autorimessa della CO.GE.A.), l'edificio Pirelli in Barcellona, ed altri recenti od in costruzione (Napoli, Bologna, Firenze, ecc.). Il suo apporto, specialmente alla determinazione di affinamento della tipica espressione strutturale dell'edificio Pirelli, è naturalmente primario» (G. Ponti, *"Espressione" dell'edificio Pirelli in costruzione a Milano*, "Domus", n. 316, marzo 1956, p. 1).

–15. «Egidio Dell'Orto, giovane ingegnere ... ha dedicato e dedica all'edificio Pirelli l'impegno di una singolare virtù meditativa e di una volontà tenace di perfezione formale e strutturale e piantistica, che ha condotto l'opera a parecchie di quelle sue determinazioni che ne approssimano l'"esattezza". Egli merita in pieno la ventura di partecipare a quest'opera, con la quale splendidamente si inaugura la sua professione e si forma una sua particolare esperienza» (*ibidem*).

–16. «Antonio Fornaroli, ingegnere, di Milano, è il mio caro compagno di una attività quasi trentennale, nella cui collaborazione – di rari valori morali oltre che tecnici, e di uomo di grandissima cultura – si è svolto e sviluppato, si può dire, tutto il mio lavoro, nel più affettuoso affiatamento; la sua esperienza professionale sia per i palazzi d'uffici, attraverso la partecipazione a quelli Montecatini ed Edison, sia per tutte le opere che sono state realizzate nel nostro studio, in estensione ormai vastissima – che va dalle centrali elettriche, e da edifici industriali a quartieri e case popolari, e dalle scuole alle cliniche, e da ville, case ed alberghi all'arredamento navale e civile, ed alle mostre – è in conseguenza estremamente valida e riconosciuta, e significa per tutti noi nella progettazione e nella realizzazione dell'edificio Pirelli, la presenza dei più ponderati giudizi determinanti, derivati da una rara competenza e da un prezioso equilibrio» (*ibidem*).

–17. «Alberto Rosselli, architetto di innata e sicura vocazione e di seria preparazione critica e tecnica, è – accanto a Fornaroli ed a me – l'architetto al cui valore è affidato l'avvenire di questo nostro "Studio di architettura" al quale abbiamo dedicato interamente la nostra vita. Oltre alle opere via via da lui personalmente o collaborativamente sviluppate nel nostro Studio, a lui, direttore ed animatore di "Stile-Industria", si deve un tenace, competente ed approfondito impulso a quell'attività di "disegno industriale", nella quale non si attua una formale produzione industriale soltanto, come molti credono, ma si attua anche quella espressione stilistica da cui l'architettura non può prescindere se essa vuole raggiungere una generale unità espressiva della nostra civiltà e del nostro

costume. Egli è uno specialista anche in questo ramo, che va assumendo nel nostro Studio una attività di consulenza sempre più grande. Nell'edificio Pirelli, l'apporto di Rosselli, quale architetto, alle risoluzioni per le quali l'edificio si attua e si esprime con coerenza architettonica e stilistica e funzionale, è di primo ordine» (*ibidem*, pp. 1-3).

–18. Cfr. P. Cevini, *Grattacielo Pirelli*, La Nuova Italia Scientifica, Roma 1996.

–19. La Pirelli stava infatti lavorando all'ipotesi di un edificio a torre di 21 piani e 77 metri di altezza, per una superficie in pianta di 1.200 mq. La prima proposta progettuale fu sviluppata dagli ingegneri Valtolina e Loria nel settembre del 1952. Cfr. P. Cevini, *Grattacielo Pirelli*, cit. alla nota 18, p. 30 e sg., ASP, Fondo Grattacielo Pirelli, scatola 6, *Relazione*, a firma ingg. Valtolina e Loria, 3 settembre 1952.

–20. Di questa soluzione non rimane alcun disegno, ma una nota di presentazione. Cfr. ASP, Fondo Grattacielo Pirelli, scatola 6, *Nuova sede Pirelli: studi preliminari*.

–21. Cfr. *ibidem*, *Riunione del 7 gennaio 1953*, verbale della riunione.

–22. *Ibidem*, *Incarico progettazione nuova sede*, bozza s.d.

–23. *Ibidem*, *Fabbricato nuova sede Pirelli piazzale Duca d'Aosta. Preventivo*, redatto da ing. Giuseppe Valtolina, Milano 11 giugno 1953.

–24. Cfr. M.M. Leoni, *Tra architettura e ingegneria. Pier Luigi Nervi e la collaborazione con Gio Ponti (1953-1970)*, tesi di dottorato in Storia dell'Architettura e dell'Urbanistica, Politecnico di Torino, 2011.

–25. Danusso è presidente del Rotary Club di Milano per il biennio 1946-1948.

–26. G. Ponti, *"Espressione" dell'edificio Pirelli*, cit. alla nota 14, p. 1.

–27. L. De Libero, *Saper costruire*, "Pirelli. Rivista d'informazione e di tecnica", n. 4, agosto 1951, pp. 8-12.

–28. E. Fabiani, *Un maestro d'equilibrio*, "Pirelli. Rivista d'informazione e di tecnica", n. 6, novembre-dicembre 1955, pp. 24-25.

–29. A. Danusso, *Prima l'esperienza e poi la ragione*, "Pirelli. Rivista di informazione e tecnica", n. 6, 1955, pp. 26-27.

–30. Purtroppo il Fondo Nervi del MAXXI di Roma non contiene materiale relativo a questo progetto. Documenti, disegni e fotografie sono invece sparsi tra lo CSAC di Parma, l'Archivio Pirelli a Milano, il Civico Archivio Amministrativo del Comune di Milano e vari archivi comunali e regionali. A questi archivi bisogna poi aggiungere i vari fondi-archivi relativi all'opera di Gio Ponti. Cfr. M.M. Leoni, *Tra architettura e ingegneria*, cit. alla nota 24.

–31. Sono infatti frequenti i riferimenti all'esaltazione dell'"onore al lavoro": «Il lavoro oggi deve trasformarsi da una condanna o da una condizione forzata, in una collaborazione gradita e consa-

pevole ad una civiltà operante in atto» (G. Ponti, *"Espressione" dell'edificio Pirelli*, cit. alla nota 14, p. 10).

–32. Cfr. P. Cevini, *Grattacielo Pirelli*, cit. alla nota 18, pp. 108-128.

–33. *Analisi di un progetto*, "Edilizia Moderna", n. 55, agosto 1955, pp. 25-38.

–34. Ad esempio in G. Ponti, *"Espressione" dell'edificio Pirelli*, cit. alla nota 14.

–35. G. Ponti, *L'Architettura è un cristallo*, Editrice Italiana, Milano 1945.

–36. «... la struttura a pilastri e travi sia di cemento (Europa e Sud America) che di acciaio (Nord America) è stata, ed è, edilizia corrente. La nuova architettura, la *nuova forma d'architettura*, è nata da intuizioni strutturali» (G. Ponti, *"Espressione" dell'edificio Pirelli*, cit. alla nota 14, p. 4).

–37. *Ibidem*, p. 3.

–38. *Ibidem*, p. 15.

–39. Piero Locatelli (1902-1988) è docente di Scienza delle Costruzioni dal 1943 presso il Politecnico di Milano e dal 1950 succede a Danusso come direttore del Laboratorio per la sperimentazione dei materiali. I due entrano in contatto intorno al 1926: Locatelli, appena laureato in ingegneria elettrotecnica, diventerà collaboratore di fiducia di Danusso e amico per tutta la vita. Locatelli, incaricato dall'impresa, contribuirà allo sviluppo dei calcoli dei cementi armati per il Pirelli e alla predisposizione degli esecutivi di cantiere del cemento armato.

–40. P.L. Nervi, *L'ossatura*, "Edilizia Moderna", n. 71, dicembre 1960, p. 35.

–41. Cfr. CSAC-Fondo Nervi, Studio Ponti-Fornaroli-Rosselli, Studio Valtolina e Dell'Orto, Pianta tipo Pirelli, disegno n. 6/100 P, scala 1:100, datato 11 ottobre 1954,

–42. G. Ponti, *"Espressione" dell'edificio Pirelli*, cit. alla nota 14, p. 16.

–43. *Ibidem*, n. 4.

–44. Cfr. G. Ponti, *Amate l'architettura*, Cusl, Milano 2004 (1ª ed. 1957), p. 56.

–45. CSAC-Archivio Ponti, Ponti-Fornaroli-Rosselli, Valtolina-Dell'Orto, *Facciata su P.zza Duca d'Aosta*, 1:200, disegno esecutivo n. 11/200 F, 30 dicembre 1954.

–46. G. Ponti, *"Espressione" dell'edificio Pirelli*, cit. alla nota 14, p. 12.

–47. P.L. Nervi, *L'ossatura*, cit. alla nota 40, p. 35.

–48. *Ibidem*.

–49. «Altrimenti, a causa dell'indeforabilità orizzontale dei solai si avrà una concentrazione di azione sugli elementi più rigidi con conseguenze mal definibili quantitativamente e, qualora tali elementi siano disposti non simmetricamente, una inevitabile e non calcolabile tendenza a deformazioni torsionali di tutto l'edificio» (P.L. Nervi, *L'ossatura*, cit. alla nota 40, p. 35).

–50. *Ibidem*.

–51. «... nasce ora un'opera che riflette in pieno alcune idee, ed alcuni «pensieri» – come dice

Nervi – che mi hanno impegnato in questi ultimi anni ... Queste idee, che vedo realizzarsi e perfezionarsi attraverso l'opera comune, sono le une, dei principi d'architettura, e le altre degli svolgimenti dell'architettura moderna. Sono: *la forma finita*, cioè la composizione, contro il ritmo senza fine per ripetizione di elementi: *l'essenzialità*, cioè la costruzione portata all'essenziale ... contro ogni esteticismo di marca o tradizionale o modernistica; *l'invenzione strutturale*, nelle meravigliose possibilità di quest'epoca che non hanno precedenti, contro ogni *routine* strutturale (scuola dell'immaginazione e dello sforzo, contro la scuola d'un mestiere puramente imitato ed adottato); *la rappresentatività*, antico attribuito [sic] dell'architettura, contro l'inespressività dell'architettura ad elementi ripetuti; *l'espressività* che caratterizza la costruzione (in quella comprensione popolare, che genera quell'amor popolare dove è la sua finale affermazione), contro una pura e semplice sostanzialità tecnica; *l'illusività* che deve trasportare la costruzione su un piano poetico, senza di che essa non diviene architettura. E venendo agli svolgimenti, *l'aspetto luminoso notturno*, ... E su un piano concettivo, *l'onore al lavoro*, e *l'aggiornamento tecnico*, ... su un piano tecnico-storico *la incorruttibilità* dei materiali, ... sul piano urbanistico pratico *lo sviluppo in altezza*, *a condizione di cedere spazio al traffico ed al parcheggio*, e sul piano urbanistico-sociale i *valori formativi* sociali dell'intraprendenza e della fantasia umana contro quelli addormentatori ed a volte brutali della ripetizione, che suscitano tante istintive proteste» (G. Ponti, *"Espressione" dell'edificio Pirelli*, cit. alla nota 14, pp. 3-4).

–52. R. Banham, *Pirelli Building, Milan*, "The Architectural Review", n. 769, marzo 1961, p. 195.

–53. G. Ponti, *"Espressione" dell'edificio Pirelli*, cit. alla nota 14, p. 12.

–54. *Ibidem*.

–55. P.L. Nervi, *L'ossatura*, cit. alla nota 40, p. 35. La particolarità della concezione strutturale nerviana ricevette l'attenzione della rivista inglese del RIBA nel maggio 1957: «L'edificio Pirelli è stato progettato in modo che il modulo derivante dalle quattro sezioni longitudinali dei pilastri-parete e delle due sezioni longitudinali dei due triangoli di testata diviso la combinazione delle sezioni trasversali coincida con un'area di eccentricità "consentita" abbastanza larga per contenere all'interno dei suoi limiti la risultante tra tutte le forze combinate del vento e il suo stesso peso» (cit. in M. De Giorgi, *Cemento armato a +125,60 metri. Il cantiere della Torre Pirelli*, in *Accoppiamenti giuridici. Storie di progettisti e costruttori*, Quaderni Assimpredil, Skira, Milano 1995, p. 112).

–56. P.L. Nervi, *L'ossatura*, cit. alla nota 40, p. 35.

–57. Guarda caso proprio uno dei transatlantici i cui interni furono disegnati da Ponti. Cfr. P. Piccione, *Gio Ponti. Le navi: il progetto degli interni navali 1948-1953*, Idea Books, Milano 2007.

–58. P.L. Nervi, *L'ossatura*, cit. alla nota 40, p. 37.

–59. Cfr. CSAC-Fondo Nervi, *Fabbricato Pirelli. Calcolo delle Fondazioni*, 19 dicembre 1955, rotolo su lucido. Le fondazioni furono calcolate in questa fase per i seguenti carichi: peso proprio strutture verticali = 2.500 kg/m<sup>2</sup>; peso proprio solai = 485 kg/m<sup>2</sup>; peso pavimento, massetto, soffitto e tubazioni = 130 kg/m<sup>2</sup>; peso proprio pareti vetrate = 140 kg/m<sup>2</sup>; sovraccarico statistico medio = 125 kg/m<sup>2</sup>. Inoltre per l'azione del vento venne considerata su tutta la superficie esposta una pressione uniforme p = 100 kg/m<sup>2</sup>. In questo studio la fondazione degli ascensori venne calcolata come se fosse completamente indipendente dalla fondazione dei pilastri-parete centrali. «In effetti si è però disposta una doppia armatura a ferri incrociati allo scopo di realizzare un buon collegamento tra i due blocchi e contemporaneamente una notevole rigidità della fondazione ascensori.»

–60. Cfr. P.L. Nervi, *L'ossatura*, cit. alla nota 40, p. 39.

–61. Ponti annuncia il 2 febbraio 1955, durante una riunione con Alberto Pirelli e vari tecnici della Pirelli, che l'indomani il progetto sarà portato alla commissione edilizia. Cfr. ASP, Fondo Grattaciolo Pirelli, scatola 6, Ufficio Nuova Sede, *Riunione di mercoledì 2 febbraio 1955, Verbale n. 15*.

–62. P.L. Nervi, *L'ossatura*, cit. alla nota 40, pp. 37-38.

–63. *Una piccola storia di Arturo*, [45 pagine dattiloscritte a cura della figlia Eleonora «per la famiglia»], p. 37.

–64. Spiega infatti poco prima Oberti: «Nei modelli in grande scala si riesce a riprodurre abbastanza fedelmente le condizioni di vincolo, le discontinuità interne o al contorno, le caratteristiche dei materiali costituenti la struttura reale (il prototipo). Giova rilevare che mentre può sembrare opportuno adoperare per il modello lo stesso tipo di materiale della costruzione (acciaio, calcestruzzo) o almeno uno che più gli si avvicini come caratteristiche fisico-meccaniche ciò non è sempre conveniente e neppure indispensabile. Invero se ci limitiamo a studiare il comportamento elastico della struttura per date forze agenti, l'esame del sistema differenziale risolvibile, quando si assuma il tensore degli sforzi come incognita basilare, ci avverte che esso risulta praticamente indipendente dalle qualità elastiche del materiale, nel senso che non dipende dal modulo elastico, ma solo e in limitata misura dal rapporto di Poisson, purché beninteso non intervengano ad inquinare le condizioni al contorno cedimenti di vincolo. Questa conclusione è fondamentale in quanto legittima l'uso dei modelli costituiti con materiali diversi dal prototipo, purché elastici omogenei e isotropi» (G. Oberti, *La sperimentazione su modelli strutturali in Italia*, in *I modelli nella tecnica. Atti del Convegno di Venezia*, 1-4 ottobre 1955, vol. I, Accademia Nazionale dei Lincei, Roma 1955, p. 44.

–65. *Ibidem*, pp. 48-50.

–66. Spiegherà Oberti: «Quando si riescano a trovare materiali, per la confezione del modello e delle sue fondazioni, per cui siano rispettate le condizioni d'invarianza di  $\zeta$ , in modo cioè che la «curva intrinseca» del materiale modello sia simile nel rapporto costante  $\zeta$  a quello del prototipo, e i rapporti di scala e di carico ubbidiscano alle precedenti ... si può ritenere raggiunta la similitudine e questa può allora considerarsi valida non soltanto entro i limiti elastici, ma bensì sino alla rottura. Questo risultato, al quale sono pervenuto una ventina di anni or sono, ha consentito (con l'uso di convenienti materiali) di studiare su modelli, con «prove ad oltranza», il grado di sicurezza di importanti strutture [appunto il Pirelli] e, in particolare, quello di quasi tutte le dighe italiane progettate e costruite nell'ultimo decennio» (G. Oberti, *Ausilio dei modelli nello studio del comportamento statico e dinamico delle costruzioni*, "I Quaderni ISMES", n. 5, 1956, pp. 6-7).

–67. Le prime esperienze su modelli di dighe condotti fino al collasso vennero eseguite da Oberti nel 1937 per lo studio del comportamento statico della diga ad arco puro della Rocchetta, impiegando una miscela di gesso e celite (farina fossile) avente all'incirca lo stesso modulo di Poisson del calcestruzzo e successivamente – con lo stesso tipo di materiale – anche i modelli della grande diga ad arco di Santa Giustina e della diga arco-cupola del Lumiej. In seguito, in particolare a proposito dello studio di dighe ad arco-gravità (più spesso delle precedenti e per le quali bisognava mettere in gioco anche l'effetto del peso proprio), questo tipo di miscela venne abbandonata per la difficoltà di ottenere una stagionatura uniforme, per il lungo tempo necessario per l'essiccamento e perché la caratteristica sforzi-deformazioni appariva insoddisfacente. Oberti allora pensò bene di ricorrere a miscele cementizie di liparpomice e farina fossile. Cfr. G. Oberti, *Sulla valutazione del coefficiente globale di sicurezza di una struttura mediante esperienze su modelli*, "I Quaderni ISMES", n. 2, 1954, pp. 13-14. Una sintetica spiegazione del procedimento utilizzato per questo tipo di esperienze è fornita ancora da Oberti: «In una prima serie di prove a carico normale si misurano le deformazioni, per valori prossimi alle condizioni di similitudine che impongono l'eguaglianza delle deformazioni unitarie sul prototipo e sul modello, nelle condizioni di carico corrispondenti a quelle della struttura in esercizio. È importante porre in rilievo che già alla messa in carico si verificano assestamenti anelastici di vario tipo (cedimenti di fondazione, adattamenti e parzializzazione di giunti, plasticità locali) che conviene provocare mediante cicli di carico ripetuti [Danusso definirà questa fase "ginnastica di assestamento"] per giungere ad un funzionamento che risulta elastico, regolare, costante e adatto alle misure di deformazione e agli eventuali controlli. Si può allora risalire agli sforzi (nota la

caratteristica sforzi-deformazioni del materiale) e al comportamento statico prevedibile nella struttura in sede di normale esercizio. È ovvio che il regime di sforzi così osservato non coincide con quello deducibile dal calcolo, perché non vi si tiene conto di quegli assestamenti che generalmente hanno effetto benefico. Esaurite queste prove e le relative misure si passa gradualmente alle prove ad oltranza» (G. Oberti, *La sperimentazione su modelli*, cit. alla nota 64, pp. 50-51).

–68. Si vedano gli esempi trattati nel capitolo precedente.

–69. I primi contributi sul calcolo anelastico delle costruzioni e sull'influenza degli adattamenti plastici sulla resistenza ultima delle costruzioni si sviluppano negli anni Trenta nei paesi dell'Europa orientale e soprattutto in Unione Sovietica ad opera specialmente di Aleksej Gvozdev. Al trasferimento di questi concetti in occidente e alle applicazioni alle costruzioni in calcestruzzo armato daranno importanti contributi in Italia la scuola di Gustavo Colonnati, in particolare con Franco Levi, e in Spagna Eduardo Torroja. Cfr. M.A. Chiorino, *La sperimentazione nell'opera di Pier Luigi Nervi*, cit. alla nota 96 cap. 1.

–70. ISMES, ACS 46, *Esperienze su modelli del grattaciolo "Nuova Sede Pirelli" - p.c. spett. PIRELLI s.p.a., relazione di laboratorio*, pratica n. 146, gennaio 1956, fig. 1.

–71. A questa conservazione si dovette il taglio delle solette lungo l'asse longitudinale dell'edificio, interrotto solamente dagli architravi fra le coppie di pilastri nella parte bassa e da legamenti minori nella parte alta.

–72. La scelta di un valore piuttosto elevato per il rapporto di efficienza fu suggerita dall'opportunità di alleggerire le strutture necessarie per l'applicazione dei carichi di prova.

–73. «I solai vennero considerati solo come elementi di collegamento trasversale per i quali è sufficiente mettere in conto le corrispondenti rigidità, considerata l'azione di vincolo e di collegamento con gli elementi verticali». G. Oberti, *Il comportamento statico delle strutture oltre il campo elastico studiato a mezzo di modelli*, in *Memorie presentate al Symposium su la plasticità nella scienza delle costruzioni in onore di Arturo Danusso*, Varenna, Villa Monastero, 25-27 settembre 1956, Nicola Zanichelli Editore, Bologna 1956, p. 198.

–74. G. Oberti, *Prima seduta*, in *I modelli nella tecnica*, cit. alla nota 64, pp. 169-170. Le prove preliminari, condotte in laboratorio, avevano determinato che tale strato avrebbe prodotto cedimenti dell'ordine di 1 mm per ogni kg/cm<sup>2</sup> di carico.

–75. Una ricca e suggestiva documentazione fotografica di queste fasi fu allegata alla relazione tecnica relativa alla seconda serie di prove in regime elastico. Cfr. ISMES, ACS 62, *Relazione di laboratorio, 2ª serie di prove in regime elastico*.

*Esperienze sul modello del grattaciolo "Nuova Sede Pirelli" - p.c. PIRELLI s.p.a. - Milano*, pratica n. 162, novembre 1956.

–76. E. Fumagalli, *Un grattaciolo in cantiere*, "Pirelli. Rivista d'informazione e di tecnica", n. 6, novembre-dicembre 1955, p. 28. Questa scelta fu dettata dalla necessità di ripartire con sufficiente diffusione le forze di volume e di superficie, unita all'opportunità di semplificare le manovre di carico e scarico. Le spinte del vento furono trasmesse attraverso rimandi a bilanciare. Poiché il rapporto di scala delle tensioni unitarie era 6, quello dei pesi specifici risultava essere 6 : 15 = 1 : 2,5.

–77. Poiché il peso specifico del calcestruzzo era 2,5 e 1,5 quello del modello, questo supplemento risultava dalla differenza 2,5 x 2,5 – 1,5 = 4,75.

–78. Per la determinazione delle misure estensimetriche, determinanti le deformazioni locali dalle quali, in regime elastico, risalire all'intensità locale degli sforzi, si impiegarono estensimetri a corda vibrante "Galileo" (base di misura 120 mm e amplificazione media di 1500 volte, con lettura centralizzata a distanza) ed estensimetri meccanici "Huggenberger" (base di misura 100 mm e amplificazione media di 1200 volte, con lettura in sito), e furono eseguite misure di sforzi sugli elementi verticali, sui pilastri e sulle gabbie degli ascensori. Per le misure flessimetriche invece, relative agli spostamenti d'assieme elastici o anelastici, si utilizzarono comparatori normali al 1:100 di mm montati su telai tubolari in ferro rigido e isolati dalla struttura in prova. Con le varie componenti flessionali vennero misurati anche i cedimenti sulle fondazioni e in alcuni casi gli abbassamenti in sommità dei pilastri; in aggiunta, si eseguirono alcune misure clinometriche per determinare le rotazioni delle platee di fondazione, ma esse risultarono talmente piccole da non poter essere apprezzate. Cfr. ISMES, ACS 46, *Esperienze*, cit. alla nota 70, pp. 5-6.

–79. *Ibidem*, p. 6.

–80. Per i pilastri N = 6,25 t/m<sup>3</sup>. Per il solaio il progetto prevedeva 560 kg/m<sup>2</sup> di peso proprio più carichi fissi e 250 kg/m<sup>2</sup> di carico accidentale. Poiché ogni solaio del modello riproduceva due solai del prototipo, il carico totale corrispondeva a (560 + 250) 2 : 6 = 270 kg/m<sup>2</sup>. Cfr. ISMES, ACS 46, *Esperienze*, cit. alla nota 70, p. 7.

–81. La prova a 224 kg/m<sup>2</sup> fu suggerita dalla necessità di rendere meglio apprezzabili le misure estensimetriche.

–82. ISMES, ACS 46, *Esperienze*, cit. alla nota 70, p. 7.

–83. Cfr. G. Oberti, *Development of aseismic design*, cit. alla nota 10.

–84. Per imprimere la deformazione iniziale fu utilizzata la stessa attrezzatura che simulava l'effetto vento nelle prove statiche, mentre un sistema di manicotti filettati consentiva il distacco istantaneo del carico. Cinque flessimetri a variazione di resistenza elettrica collegati per la registrazione



delle oscillazioni a un oscillografo multiplo consentivano le misurazioni (la frequenza propria di questi strumenti – 140 Hz – risultò di molto superiore a quella delle oscillazioni sul modello). Ottenuta la scala dei tempi si riuscirono a determinare i valori dei periodi propri di oscillazione per i tre casi di carico (per la prima prova risultò un periodo proprio flessionale di 0,59 secondi nel modello e 4,65 secondi nel prototipo; per la seconda prova un periodo proprio torsionale di 0,34 secondi nel modello e 2,70 secondi nel prototipo; infine nella terza un periodo proprio flessionale di 0,48 secondi nel modello e 3,70 secondi nel prototipo), mentre l'alterazione delle frequenze proprie causata dallo smorzamento viscoso, per il quale non fu curata la similitudine, fu considerata trascurabile. Cfr. ISMES, ACS 46, *Esperienze*, cit. alla nota 70.

– 85. *Ibidem*.

– 86. *Una piccola storia di Arturo*, cit. alla nota 63.

– 87. A questo proposito si veda il capitolo successivo.

– 88. *Ibidem*, p. 37.

– 89. P.L. Nervi, *L'ossatura*, cit. alla nota 40, p. 36.

– 90. *Ibidem*.

– 91. *Ibidem*, pp. 36-37.

– 92. G. Oberti, *La modellazione strutturale*, cit. alla nota 58 cap. 1, p. 11.

– 93. Le fasi di confezionamento dell'elemento di solaio tipo sono documentate dalle immagini allegate alla relazione tecnica relativa alla seconda serie di prove in regime elastico. Cfr. ISMES, ACS 62, *Relazione di laboratorio*, cit. alla nota 75, fotografie 9-11.

– 94. Durante le prove il materiale utilizzato presentò un modulo elastico pari a 300.000 kg/cm<sup>2</sup> e un carico di rottura a compressione di 350 kg/cm<sup>2</sup>. Cfr. ISMES, ACS 46, *Esperienze*, cit. alla nota 70, p. 12.

– 95. Il primo all'estremo della campata laterale (perfettamente inchiodato in modo da riprodurre il probabile perfetto incasso offerto dal piedritto di punta) e il secondo all'estremo della campata centrale, forzabile con martinetti per reintegrare l'effetto di continuità della campata mancante e per tener conto della rigidità variabile dei piedritti nei vari piani del grattacielo. La piccola deviazione delle nervature in corrispondenza dei pilastri mediani non fu modellata, poiché i momenti "parassiti" che ne derivavano nella realtà potevano essere considerati assorbiti dalla "solidarietà" della struttura. *Ibidem*, p. 13. Gli impianti di carico e di misura ripetevano sostanzialmente quelli utilizzati in precedenza, con tre piastre governate da martinetti: due per la campata centrale e una per quella laterale, mentre gli anelli in gomma erano molto più rigidi. Anche l'intensità dei carichi unitari di superficie da applicare all'edificio rimaneva invariata (560 kg/m<sup>2</sup> per carico peso proprio e permanente; 250 kg/m<sup>2</sup> per carico accidentale): postulato uguale a 1 il rapporto di efficienza, si trasferiva al modello senza alcuna riduzione.

– 96. Il solaio fu sottoposto a precompressione in ragione di 30 tonnellate per ogni nervatura reale, ridotta a  $30/5^2 = 1,2$  tonnellate nel modello.

– 97. *Ibidem*, pp. 13-14. Le tensioni del modello coincidevano con quelle del prototipo, mentre gli spostamenti erano riferiti a un calcestruzzo di modulo 300.000, e sarebbero quindi stati ridotti proporzionalmente nel caso il modulo elastico reale fosse risultato maggiore.

– 98. Oberti, insieme all'arch. Carlo Barbieri (progettista dell'edificio dell'ISMES), nel 1958 fu incaricato dalla Pirelli delle operazioni di collaudo delle opere in conglomerato cementizio armato del grattacielo. Il verbale di collaudo testimonia che le prove sui materiali impiegati furono svolte presso il Politecnico di Milano tra il 1956 e il 1958. Nello stesso documento si sottolinea: «Sia la struttura complessiva dell'edificio che quella dei solai vennero ampiamente sperimentate attraverso l'ausilio di modelli presso l'ISMES di Bergamo. Il Relatore, nella sua qualità di Direttore di tale Istituto, ha pertanto avuto modo di controllare le caratteristiche fondamentali dell'imponente opera». Civico Archivio Amministrativo del Comune di Milano, Guido Oberti, *Verbale di collaudo delle opere in conglomerato cementizio armato del Grattaciolo Pirelli di Piazza Duca d'Aosta in Milano*, Milano, 15 novembre 1958, p. 6.

– 99. *Ibidem*, pp. 1-2. Cfr. anche G. Oberti, *La modellazione strutturale*, cit. alla nota 58 cap. 1.

– 100. La spinta fu ridotta da 112 kg/m<sup>2</sup> a 80 kg/m<sup>2</sup>. Per comodità sperimentale le misure furono riferite ugualmente a una spinta di 112 kg/m<sup>2</sup> incrementando i valori ottenuti nel rapporto di 112/80 kg/m<sup>2</sup>. «La soddisfacente eguaglianza dei valori misurati sia per le frecce sia per gli sforzi se pur invertiti di segno, sta ad indicare che le lamentate fessurazioni non hanno disturbato sensibilmente il regime delle deformazioni». ISMES, ACS 62, *Relazione di laboratorio*, cit. alla nota 75, p. 3.

– 101. G. Oberti, *La modellazione strutturale*, cit. alla nota 58 cap. 1, p. 11.

– 102. P.L. Nervi, *L'ossatura*, cit. alla nota 40, pp. 37-38.

– 103. A. Danusso, *Note introduttive*, in *Il Laboratorio "Prove modelli e costruzioni" dell'Istituto di Scienza delle Costruzioni del R. Politecnico di Milano*, Lib. Ed. Politecnica, Milano 1939.

– 104. G. Oberti, *La modellazione strutturale*, cit. alla nota 58 cap. 1, p. 11.

– 105. Cfr. ad esempio CSAC-Fondo Nervi, *Corpo torre. Studio degli appoggi scorrevoli dei solai tipo*, scala 1:10, Disegno 29E, 30 giugno 1956.

– 106. Cfr. P.L. Nervi, *L'ossatura*, cit. alla nota 40, p. 39. Nervi fa notare come forti variazioni termiche nei solai sarebbero potute verificarsi solo in fase esecutiva, dal momento che successivamente essi sarebbero stati protetti dal curtain wall e dalla costante temperatura permessa dall'impianto di condizionamento.

– 107. *Ibidem*, p. 37. Presso il Fondo Pier Luigi Nervi conservato allo CSAC di Parma è presente un nutrito corpus di disegni, prevalentemente datati settembre 1955, in cui sono rappresentate le soluzioni con ricorso alla precompressione. Sono anche presenti alcuni disegni relativi alla precompressione risalenti ai primi mesi del 1956.

– 108. Cfr. M.A. Chiorino, *Meccanica strutturale*, cit. alla nota 38 cap. 1.

– 109. G. Colonnetti, *Su certi stati di coazione elastica che non dipendono da azioni esterne*, "Rendiconti della R. Accademia dei Lincei", 19 giugno 1917, pp. 43-47.

– 110. Cfr. M.A. Chiorino, *Meccanica strutturale*, cit. alla nota 38 cap. 1.

– 111. G. Colonnetti, *Per una teoria generale delle coazioni elastiche*, "Estratto dagli Atti della R. Accademia delle Scienze di Torino", vol. LVI, 19 giugno 1921.

– 112. Il teorema costituiva in sostanza la generalizzazione del teorema di Menabrea alla presenza di deformazioni impresse. Cfr. M.A. Chiorino, *Meccanica strutturale*, cit. alla nota 38 cap. 1.

– 113. A. Danusso, *Le autotensioni. Spunti teorici ed applicazioni pratiche*, "Rendiconti del seminario matematico e fisico di Milano", VIII, 1934, pp. 217-246.

– 114. Cfr. T. Iori, *Il boom dell'ingegneria italiana. Il ruolo di Gustavo Colonnetti e Arturo Danusso*, in S. D'Agostino (a cura di), *Storia dell'Ingegneria. Atti del 2° Convegno Nazionale, Napoli, 7-8-9 aprile 2008*, Cuzzolin, Napoli 2008, tomo II, pp. 1501-1510. Cfr. anche ead., *L'ingegneria del «miracolo italiano»*, cit. alla nota 124 cap. 1, pp. 33-59.

– 115. Un'ulteriore prova del diverso approccio di Colonnetti e Danusso è riscontrabile confrontando la loro interpretazione dell'attività di Hennebique, in particolare per il Ponte del Risorgimento a Roma (1991). Se per Danusso esso era la prova delle manchevolezze della teoria, per Colonnetti l'alchimia delle modalità di calcolo del francese denotava un'eccessiva arditezza che non poteva condurre a un'adeguata generalizzazione. Cfr. T. Iori, *Il boom dell'ingegneria italiana*, cit. alla nota 114, p. 1504.

– 116. F. Hennebique, citato da Danusso in E. Fabiani, *Un maestro d'equilibrio*, cit. alla nota 28, p. 24.

– 117. F. Irace, *Gio Ponti. La casa all'italiana*, Elett, Milano 1988, p. 163.

– 118. G. Ponti, "Espressione" dell'edificio Pirelli, cit. alla nota 14, p. 10.

– 119. Discussi ad esempio negli articoli pubblicati in "Domus", n. 379, giugno 1961.

– 120. G. Ponti, *Si fa coi pensieri*, "Domus", n. 379, giugno 1961, p. 2.

– 121. G. Ponti, "Espressione" dell'edificio Pirelli, cit. alla nota 14, p. 12.

– 122. *Ibidem*, p. 4.

– 123. P.L. Nervi, *L'ossatura*, cit. alla nota 40, p. 39.

– 124. Per esigenze pratiche di modellazione fu

ridotto il numero dei travetti, aumentandone proporzionalmente le dimensioni trasversali e l'armatura al fine di mantenere immutato il comportamento statico complessivo. Sempre per praticità nel confezionamento del modello il cotto venne sostituito con tavelloni in pomice e cemento con modesta resistenza meccanica (modulo = 15.000 kg cm<sup>-2</sup> e relativa resistenza a compressione pari a 13 kg cm<sup>-2</sup>). Per riprodurre il calcestruzzo si utilizzò invece una malta cementizia con inerte calcareo di diametro massimo pari a 3 mm, avente modulo elastico medio  $E_c = 230.000$  kg cm<sup>-2</sup> e resistenza a compressione  $R = 240$  kg cm<sup>-2</sup>, per le armature venne adoperato ferro omogeneo, con diametri ridotti in base alla similitudine ricercata. Le caratteristiche meccaniche del ferro, indicate dalla Committenza (la Galfa s.p.a.), furono rispettate impiegando fili in ferro omogeneo di trafilati trattati in forni di rinvenimento. Per ripartire convenientemente i carichi normali dovuti al peso proprio, al sovraccarico permanente e a quello accidentale, si decise di impiegare un'attrezzatura di carico che utilizzasse come organi dinamometrici circa 2.000 elastici in gomma di note caratteristiche elastiche. Il loro allungamento fu generato tramite tiranti con manicotti di regolazione, ancorati ad una platea di base. L'impianto fu studiato in modo da garantire una distribuzione uniforme del carico: «all'attacco di ogni tirante il tubo superiore di supporto agli anelli venne interrotto per realizzare uno snodo atto ad impedire la trasmissione del carico che altrimenti avrebbe avuto luogo come in un sistema a trave continua». In base ai criteri di progettazione per similitudine meccanica, le forze in gioco si potevano riprodurre integralmente come forze di superficie che rimanevano quindi inalterate: solo i carichi lineari di parete furono ridotti nel rapporto di scala ( $300/5 = 60$  kg m<sup>-2</sup>). Sul modello si eseguirono esclusivamente misure flessimetriche, attraverso comparatori centesimali montati su traliccio tubolare in ferro che consentirono di stabilire il quadro generale delle inflessioni nella struttura. Il primo ciclo di prove sul modello del solaio fu eseguito applicando alle campate un carico di 1.160 kg m<sup>-2</sup> (1,35 volte il normale) per fasi successive. Entro questo limite la struttura collaborò nel suo insieme in modo solidale, mentre per carichi più elevati il verificarsi di fessure sulla faccia inferiore del solaio determinò lo svincolo e l'isolamento dei tavelloni in pomice, parzializzando la sezione resistente. Raggiunto il carico di 1.740 kg m<sup>-2</sup> si manifestarono le prime fessure superiori lungo le zone a sbalzo, che si estesero ulteriormente per un carico di 2.320 kg m<sup>-2</sup>. Il 15 luglio 1957 vennero infine eseguite le prove a rottura, applicando i carichi al modello non più per fasi successive ma per incrementi gradualmente estesi a tutta la superficie fino a 3.000 kg m<sup>-2</sup>. Cfr. ISMES, ACS 82, *Esperienze sul modello statico del grattaciolo della "Galfa" s.p.a. Milano*, pratica n. 182, ottobre 1957.

– 125. Queste prove erano finalizzate a valutare la ridotta efficienza di alcune pareti di controvento, dipendenti dall'apertura di larghe aperture per esigenze funzionali: l'elemento analizzato era a questo proposito quello maggiormente "forato" tra tutte le pareti previste dal progetto. Nell'ottica di un'analisi esauriente delle perturbazioni locali si pensò di limitarne la riproduzione al primo tratto di 20 metri al di sopra delle fondazioni, compensando questa riduzione con un rapporto di scala pari a 1/8. Insieme alla parete trasversale, nella quale si realizzarono le forometrie previste, furono modellati due tratti delle pareti longitudinali di collegamento che si ritenevano collaboranti, formando quindi una figura a doppia T. Per simulare il calcestruzzo del prototipo si utilizzò una malta di cemento e pomice con l'aggiunta di trucioli in ghisa, in modo da eguagliare la densità del calcestruzzo (2,4 tonnellate/m<sup>3</sup>). Le sezioni d'armatura in ferro furono proporzionate tenendo conto della riduzione geometrica e della mancata riduzione in efficienza del ferro. Il modello fu confezionato entro un telaio rettangolare in profilati di ferro a contenimento delle spinte applicate, e per evidenziare la resistenza al taglio della parete trasversale e per evitare una rottura prematura delle pareti di ala, queste ultime furono fortemente armate. La componente di peso della struttura sovrastante venne applicata come carico permanente in sommità del modello mediante dinamometri a molla, mentre le componenti dell'effetto del vento attraverso tre martinetti idraulici: due per l'applicazione delle componenti di momento puro e il terzo per il taglio. Sul modello furono eseguite misure di frecce e di sforzi (questi localizzati negli angoli delle aperture, dove si attendevano le azioni massime per effetto del taglio), e al fine di rendere apprezzabili ma precise le misure degli sforzi, si incrementarono proporzionalmente tutte le componenti di carico fino a un valore pari a 4 volte quello normale. Le prove furono eseguite anche invertendo la direzione del vento. Successivamente si eseguirono anche prove a rottura: per esaminare l'azione di taglio sulla parete trasversale si scelse di sopprimere, nel corso di queste prove, l'applicazione delle componenti di momento, che avrebbero potuto provocare rotture premature di disturbo. «Mantenendo fermo il quadruplo del peso proprio agendo con la sola componente di taglio gradualmente incrementata si arrivò ad ottenere l'innesco delle fessure».

– 126. Le esperienze eseguite sugli elementi di un pilastro modello furono rivolte ad analizzare l'efficacia dell'armatura verticale nei pilastri del perimetro esterno della torre. A questo fine si confezionarono tre elementi di pilastro in scala 1:2, corrispondenti in altezza a un'intera campata tra solaio e solaio (175 centimetri nel modello). I tre pilastri differivano esclusivamente per i diametri dei ferri d'armatura verticale, rispettivamente di diametro 8, 10 e 12 mm, e tutti e tre furono staffa-

ti con tondino di diametro 4 mm. Il calcestruzzo fu confezionato con inerte calcareo omogeneo, e come legante si utilizzò cemento a presa rapida ad alta resistenza. Contemporaneamente furono realizzati provini di dimensioni diverse, testati a stagionatura omogenea. Le esperienze di carico e di rottura furono eseguite con la grande macchina prova materiali da 2.000 tonnellate di cui disponeva l'ISMES. La verticalità dei pilastri, il parallelismo e l'orizzontalità delle relative testate furono ricercati con particolare cura. Tra le teste dei pilastri e i piatti della macchina di prova fu interposta della boiaccia di cemento a presa rapida, in modo da assicurare l'uniformità di contatto tra le superfici in carico. Estensimetri meccanici, montati sulla sezione mediana del pilastro, consentirono di determinare i valori medi di modulo elastico dei singoli pilastri, senza prendere in considerazione la presenza del ferro. Alla fine gli elementi di pilastro furono portati fino a rottura, come ben documentato dalle fotografie scattate durante le prove.

– 127. Le tre campate centrali (B, C, D) costituivano la struttura in prova, mentre le due laterali (A, E) garantivano una zona marginale di continuità nella struttura. Da progetto le campate B e D erano previste a cassettonato: travetti incrociati delimitavano i cassettoni chiusi per parte loro con cosciali e tavelle in cotto. Le campate A, C ed E erano composte invece da nervature unidirezionali collegate da travetti rompitratta, con i vani interni in cotto. Come per il modello della Torre Galfa, anche in questo caso esigenze pratiche di modellazione consigliarono di ridurre il numero di travetti aumentandone proporzionalmente le dimensioni trasversali e l'armatura, mentre il cotto fu sostituito da tavelle in pomice e cemento a modesta resistenza meccanica (con modulo di circa 20.000 kg/cm<sup>2</sup> e resistenza a compressione pari a circa 18 kg/cm<sup>2</sup>). Travi di gronda e travi interne in spessore di solaio rimandavano alle pareti e ai pilastri il compito di reggere le singole campate. Come materiale fu utilizzato un normale calcestruzzo con modulo elastico  $E_c = 230.000 \text{ kg/cm}^2$  e resistenza a compressione  $\sigma_r = 240 \text{ kg/cm}^2$ , mentre le armature furono simulate con tondini in ferro omogeneo con sezione proporzionalmente ridotta. Per ripartire in modo diffuso le forze di superficie dovute al peso proprio, al sovraccarico permanente e accidentale (complessivamente circa 800 kg/m<sup>2</sup>), ad ognuna delle campate A, B, C e D fu sottoposta una platea metallica legata al modello tramite anelli in gomma interposti, aventi deformabilità nota e messi in tiro da tiranti ancorati al pavimento. Sulla struttura furono quindi eseguite misure flessimetriche che consentirono di rilevare il quadro complessivo delle frecce. Le misure estensimetriche furono limitate – a causa delle dimensioni dell'elemento strutturale – ad alcuni punti in mezzeria di travi e travetti: sul ferro per la parte tesa e sul calcestruzzo per la parte compressa. Il primo ciclo di prove fu eseguito applicando

alle campate B, C e D un carico variabile tra 200 e 1.000 kg/cm<sup>2</sup>. Le deformazioni riscontrate furono molto modeste e gli sforzi sul ferro praticamente trascurabili: «Com'era prevedibile nella struttura collaboravano solidalmente tutti i materiali comprese le tavelle in pomice in analogia a quanto prevedibilmente si sarebbe verificato con l'impiego del cotto». Fu così deciso di procedere gradualmente, osservando i rapporti tra gli incrementi delle frecce e quelli dei carichi, che andavano crescendo mentre i riempitivi di pomice riducevano la loro collaborazione col cassettonato. Quando le campate B e D furono sottoposte singolarmente al carico di 1.800 kg/m<sup>2</sup>, comparirono le prime fenditure sulle travi perimetrali, che si aggravarono aumentando ulteriormente il carico. «Notevole tuttavia che la ripetizione dei tre cicli fra 200 e 2.200 kg/m<sup>2</sup> ha ancora dato comportamento praticamente elastico». Il 2 luglio 1956 si eseguirono infine le prove a rottura: quando si giunse a 2.600 kg/m<sup>2</sup> sulle quattro campate sotto carico, l'apertura delle fessure e i forti cedimenti preannunciarono l'imminente collasso della struttura. Gli effetti delle prove a rottura sono ben evidenti dalle fotografie scattate, che «documentano, meglio di ogni descrizione, le modalità di fessurazione». Anche queste prove furono condotte da Emanuele Fumagalli e supervisionate da Oberti. Cfr. ISMES, ACS 58, *Esperienze su modelli di elementi strutturali del grattacielo "Torre Velasca"*, pratica n. 158, luglio 1956.

– 128. Cfr. ISMES, ACS 106, *Esperienze statiche su modello dell'impalcato di 35 m del "Ponte di Maracaibo"*, settembre 1958; ISMES, ACS 252, *Esperienze statiche e dinamiche su modello della pila 9-10 del viadotto del Polcevera*, pratica n. 349, settembre 1962; ISMES, ACS 270, *Prove statiche su modello di impalcato per ponte ferroviario*, pratica n. 367, aprile 1963.

– 129. P.L. Nervi, *Costruire correttamente*, cit. alla nota 24 cap. 1, pp. 105-107.

– 130. Cfr. P.L. Nervi, *El lenguaje arquitectónico*, cit. alla nota 93 cap. 1. La IV lezione contenuta in questo volume è intitolata appunto "La investigación estática experimental sobre modelos", ed è simile a quanto poi pubblicato in *Costruire correttamente*.

– 131. P.L. Nervi, *Costruire correttamente*, cit. alla nota 24 cap. 1, p. 106.

– 132. Cfr. R. Dirindin, *Lo stile dell'ingegneria. Architettura e identità della tecnica tra il primo modernismo e Pier Luigi Nervi*, Marsilio, Venezia 2010.

– 133. G.C. Argan, *Architettura e tecnica costruttiva (Pier Luigi Nervi)*, in id., *Progetto e destino*, Il Saggiatore, Milano 1965, p. 258. Il saggio è datato 1945.

– 134. *Ibidem*, p. 259.

– 135. *Ibidem*.

– 136. «Se dunque il funzionalismo si proponesse di personalizzare nel calcolo matematico il processo espressivo dell'arte – e di fatto se lo propone: ma

come un modo di distruggere dalla radice ogni tradizionalismo ed arrivare così al postulato di un'arte internazionale immune da ogni sedimentazione storicistica –, bisognerebbe concludere, con gli avversari dell'architettura moderna, che la sua formula razionale, dopo avere inaridito le fonti del sentimento, si esaurisce nell'astrattezza di una tautologia» (*ibidem*).

– 137. *Ibidem*.

– 138. *Ibidem*, pp. 259-260.

– 139. *Ibidem*, p. 260.

– 140. *Ibidem*.

– 141. *Ibidem*.

– 142. Cfr. L. Ippolito, C. Peroni, *La Cupola di Santa Maria del Fiore*, La Nuova Italia Scientifica, Roma 1997; M. Scolari, *Filippo Brunelleschi. Modello ligneo della lanterna del Duomo di Firenze*, in H. Millon, V. Magnago Lampugnani (a cura di), *Rinascimento da Brunelleschi a Michelangelo. La rappresentazione dell'architettura*, Bompiani, Milano 1994, pp. 586-587.

– 143. Cfr. P.L. Nervi, *Scienza o arte del costruire?*, cit. alla nota 107 cap. 1, tav. I.

– 144. G.C. Argan, *Pier Luigi Nervi*, Il Balcone, Milano 1955.

– 145. *Ibidem*, pp. 12-14.

– 146. *Ibidem*, p. 14.

– 147. *Ibidem*.

– 148. *Ibidem*.

– 149. V. Cini, *Discorso del Conte Vittorio Cini, Presidente della Società Adriatica di Elettricità*, in *I modelli nella tecnica*, cit. alla nota 64, vol. I, p. VII.

– 150. *Ibidem*.

– 151. Cfr. *I modelli nella tecnica*, cit. alla nota 64.

– 152. A. Danusso, *Modelli strutturali*, in *I modelli nella tecnica*, cit. alla nota 64, vol. I, pp. 1-11.

– 153. *Ibidem*, p. 1.

– 154. *Ibidem*, pp. 1-2.

– 155. *Ibidem*.

– 156. *Ibidem*.

– 157. A. Danusso, *Prefazione*, cit. alla nota 3, p. VII.

– 158. *Ibidem*, p. IX.

– 159. *Ibidem*.

– 160. L.S. Jacobsen, *Dynamics of Structural Models in U.S.A.*, in *I modelli nella tecnica*, cit. alla nota 64, vol. I, pp. 12-34.

– 161. Il modello di una torre a sedici piani con solai riprodotti con piastre d'acciaio su piedritti mobili; un modello analogo in scala 1:100 per un edificio di 8 piani sormontato da una torre eccentrica di 17 piani; il modello di una torre a 16 piani e il modello di un ponte a travata su quattro luci.

– 162. A. Stucky, *Rapport sur les travaux effectués en Suisse*, in *I modelli nella tecnica*, cit. alla nota 64, pp. 97-126.

– 163. A. Danusso, *Modelli strutturali*, cit. alla nota 152, p. 6.

– 164. E. Torroja, *Etudes sur des modèles réduits de structures réalisées dans le Laboratoire Central*



*d'Essais de Matériaux de Construction a Madrid*, in *I modelli nella tecnica*, cit. alla nota 64, pp. 159-166.

– 165. «La miscela adottata ha densità 2,3, carico di rottura 0,2 kg/cm<sup>2</sup> modulo 60 kg/cm<sup>2</sup> coeff. di Poisson 0,15; viene colata in forma di gesso verniciata. Ed è subito pronta per l'uso, e riutilizzabile poi. Ottenuta la forma che si presume definitiva, bisogna sperimentarla regolarmente: per questo si modella con un miscuglio di gelatina, glicerina, e litargirio e poca acqua, denominato «litargel», il cui modulo è regolabile fra 10 e 100 kg/cm<sup>2</sup>. Il miscuglio appare come un liquido viscoso; gli occorre una stagionatura da 10 a 30 giorni per esser pronto. Una laccatura fragile consente il rilievo delle isostatiche. Il carico si fa con acqua. Il procedimento ha già servito egregiamente per qualche diga notevole» (A. Danusso, *Modelli strutturali*, cit. alla nota 152, p. 6).

– 166. F. Tölke, *Untersuchung von Holz-, Stabl- und Betontragwerken durch Modelle*, in *I modelli nella tecnica*, cit. alla nota 64, pp. 127-158.

– 167. M. Coelho Mendes da Rocha, *The Studies of Structures by Means of Models in Portugal*, in *I modelli nella tecnica*, cit. alla nota 64, pp. 75-96.

– 168. *Ibidem*, p. 95.

– 169. G. Oberti, *La sperimentazione su modelli strutturali in Italia*, cit. alla nota 64, vol. I, pp. 35-55.

– 170. Nel contributo di Oberti è riportata una tabella con l'elenco delle dighe italiane che a sua conoscenza furono sperimentate fino al 1954. Cfr. *ibidem*, tab. I.

– 171. «Fu infatti tale ricerca che mise in luce e confermò l'importanza e il valore di alcune direttive di progetto: quali ad esempio l'opportunità di perseguire, nei limiti della convenienza economica, la simmetria della struttura, l'opportunità della seconda curvatura nelle dighe a volta, e la convenienza di aumentare gli spessori presso le imposte; ... a suggerire l'opportunità di nuovi procedimenti esecutivi quali: l'adozione del giunto perimetrale continuo nelle dighe arcuate; l'eliminazione della gradonatura [sic] in corrispondenza delle superfici d'imposta della diga e molti altri ancora», *ibidem*, pp. 37-38.

– 172. *Ibidem*, pp. 38-39.

– 173. *Ibidem*, p. 37. Nella didascalia riferita all'immagine di questo modello, è riportata la scala 1:25 anziché la reale scala adottata (1:37,5).

– 174. *Ibidem*, p. 39.

– 175. I metodi a cui fa cenno Oberti sono quello fotoelastico e quello fondato su misure estensimetriche. Per il primo Oberti cita come esempi le ricerche di Locatelli e Grandori sugli sforzi dovuti al peso proprio. (Cfr. G. Oberti, *La sperimentazione su modelli strutturali in Italia*, cit. alla nota 64, p. 47. Cfr. anche G. Grandori, *Sulla determinazione per via fotoelastica degli sforzi dovuti al peso proprio nelle strutture piane*, «Atti del Collegio degli Ingegneri di Milano», n. 3-4, luglio-agosto

1953 e P. Locatelli, G. Grandori, G. Moravia, *Sulla ricerca per via fotoelastica degli sforzi dovuti al peso proprio nelle strutture piane*, «La Ricerca Scientifica», 25, n. 1, 1955). A proposito del secondo metodo invece egli ricorda: «Vennero così studiate le numerose costruzioni già citate: dighe, grandi volte, ecc.; adottando pei modelli materiali (di norma celluloidi o malte di gesso-celite) sollecitati entro limiti sicuramente elastici e obbedienti entro tali limiti alla legge di Hooke, conservando la continuità della struttura, la fissità o la deformabilità elastica dei vincoli. In tale modo il modello funziona come macchina calcolatrice e fornisce i risultati che vengono poi confrontati con quelli dei vari calcoli eseguiti per lo studio preliminare della struttura» (G. Oberti, *La sperimentazione su modelli strutturali in Italia*, cit. alla nota 64, p. 48).

– 176. *Ibidem*, p. 52.

– 177. *Ibidem*, pp. 53-54.

– 178. A. Danusso, *Modelli strutturali*, cit. alla nota 152, p. 11.

– 179. Cfr. T. Iori, *L'ingegneria del «miracolo italiano»*, cit. alla nota 124 cap. 1.

– 180. L'impostazione colonnettiana a proposito dell'equilibrio elasto-plastico gli permise di spiegare scientificamente fin dal 1937 questo fenomeno. Cfr. G. Colonnetti, *Nuovi punti di vista sulla statica degli archi molto ribassati*, Nota I e Nota II, Estratto dalla rivista «L'ingegnere», vol. XI, ottobre-dicembre 1937.

– 181. G. Colonnetti citato in M.A. Chiorino, *Mecanica strutturale*, cit. alla nota 38 cap. 1.

– 182. G. Colonnetti (a cura di), *Scienza delle costruzioni*, vol. III, *La tecnica delle costruzioni: le pareti sottili. Realizzazioni di P. L. Nervi, E. Torroja e G. Oberti*, Einaudi, Torino 1957, p. 5.

– 183. Ad esempio per rafforzare il coordinamento tra la sede romana e l'Alta Italia furono istituiti due distaccamenti a Milano e a Torino, gestiti rispettivamente da Franco Levi e Giulio Pizzetti.

– 184. Il Comitato nazionale per la ricostruzione edilizia era formato da Pasquale Prezioso, Mario Pinchera, Giuseppe Nicolosi, Arnaldo Foschini, Aristide Giannelli, Emilio Battista e Giovanni Costantini, e a sua volta era suddiviso in varie Commissioni: oltre alle tre citate, c'erano anche la «Commissione di studio per il precompresso», la «Commissione di studio per l'urbanistica», la «Commissione di studio per la casa prefabbricata» e la «Commissione di studio per il restauro ai monumenti». Cfr. P. Peruccio, *La ricostruzione domestica. Gustavo Colonnetti tra cultura politecnica e industrializzazione (1943-1957)*, Celid, Torino 2005.

– 185. Su questo tema si concentrò l'attività dei distaccamenti del CNR di Napoli e Milano, formati insieme a quello di Torino (il Centro di studio sugli stati di coazione elastica) in seguito all'istituzione del Centro Studi sull'Abitazione nel 1949.

– 186. Centro autonomo di soccorso ai senzatetto.

Cfr. M. Talamona, *Dieci anni di politica dell'Unrra-Casas*, in C. Olmo (a cura di), *Costruire la città dell'uomo. Adriano Olivetti e l'urbanistica*, Edizioni di Comunità, Torino 2001, pp.190-197. Cfr. anche P. Peruccio, *La ricostruzione domestica*, cit. alla nota 184.

– 187. Ad esempio nella terza edizione del Manuale (1962), in cui Nervi figura come referente per la sezione sulla prefabbricazione, compariranno le tavole delle Officine FIAT Mirafiori di Torino, del Viadotto di corso Francia a Roma, delle aviorimesse prefabbricate, della copertura a volta ondulata del Palazzo delle Esposizioni di Torino, del Palazzo dello Sport all'EUR, del Grattacielo Pirelli e della Stazione degli autobus di New York. Cfr. Consiglio Nazionale delle Ricerche, *Manuale dell'Architetto*, terza edizione, CNR, Roma 1962.

– 188. Cfr. F. Levi, *Cinquant'anni dopo. Il cemento armato dai primordi alla maturità*, Testo & Immagine, Chieri 2002, p. 29. Sull'attività del CEB si veda anche F. Levi, *Cinquante ans d'histoire du béton armé 1950-2000*, Presses de l'école nationale des Ponts et chaussées, Paris 2005; id., *Cinquant'anni prima. Dalle rovine belliche alle costruzioni funzionali*, Testo & Immagine, Chieri 2003.

– 189. «Rendez-vous est pris, pour le printemps 1957, à Rome, où nous invite l'éminent Constructeur, Pier Luigi Nervi, réalisateur génial de nombreuses structures exceptionnelles, - en particulier, dans les récentes années, les deux Palais de Jeux Olympiques de Rome» (Y. Saillard [all'epoca segretario del CEB], in *Testimonianze: 75° compleanno di Franco Levi*, Levrotto, Torino 1989, p. 193).

– 190. G. Colonnetti, *Scienza delle costruzioni*, vol. I, *Teoria generale dell'equilibrio*, Einaudi, Torino 1953; id., *Scienza delle costruzioni*, vol. II, *La statica delle travi e degli archi*, Einaudi, Torino 1955.

– 191. G. Colonnetti (a cura di), *Scienza delle costruzioni*, vol. III, cit. alla nota 182, p. 4.

– 192. *Ibidem*, p. 4.

– 193. *Ibidem*, p. 4.

– 194. *Ibidem*. Cfr. anche G. Colonnetti, *L'équilibre des corps déformables*, Dunod, Paris 1955.

– 195. G. Colonnetti (a cura di), *Scienza delle costruzioni*, vol. III, cit. alla nota 182, p. 5.

– 196. Cfr. G. Colonnetti, *Saggio di impostazione generale del problema dell'equilibrio delle pareti sottili*, in id., *Scienza delle costruzioni*, vol. III, cit. alla nota 182, pp. 111-119.

– 197. MAXXI-PLN, cart. «Corrispondenza Nervi-Colonnetti», lettera da Gustavo Colonnetti a Pier Luigi Nervi, 8 febbraio 1955.

– 198. *Ibidem*.

– 199. *Ibidem*.

– 200. *Ibidem*, lettera di Gustavo Colonnetti a Pier Luigi Nervi, 12 febbraio 1955.

– 201. G. Oberti, *I modelli*, in G. Colonnetti (a cura di), *Scienza delle costruzioni*, vol. III, cit. alla nota 182, pp. 95-109.

– 202. P.L. Nervi, *L'evoluzione delle strutture in cemento armato*, in G. Colonnetti (a cura di), *Scienza delle costruzioni*, vol. III, cit. alla nota 182, pp. 9-58. Il testo di Nervi è in realtà un estratto dal capitolo VIII di *Costruire correttamente*, cit. alla nota 24 cap. 1.

– 203. E. Torroja, *Le forme a guscio*, in G. Colonnetti (a cura di), *Scienza delle costruzioni*, vol. III, cit. alla nota 182, pp. 61-92.



Modello in scala  
1:52,8 della Torre  
di Montreal, 1962  
(Archivio Storico  
ISMES).

## 1961-1974. Pier Luigi Nervi alle redini dell'ISMES

Se per l'ISMES gli anni Cinquanta possono essere considerati a pieno titolo il decennio di Danusso, gli anni Sessanta sono invece dominati dalla figura di Pier Luigi Nervi, che ne assume la presidenza nel 1964. Nella primavera del 1963 infatti il piemontese, ormai ottantenne, viene colpito da una grave malattia<sup>1</sup> che gli impedisce di proseguire quasi ogni attività, e il testimone viene passato al collega e amico. Tale scelta non sorprende: Nervi, ormai considerato internazionalmente uno dei più geniali ingegneri dell'epoca, era strettamente legato alla Scuola di Danusso da quasi trent'anni, e le recenti collaborazioni relative al Grattacielo Pirelli e alla Torre di Montreal – di cui si leggerà tra poco – avevano contribuito a saldare il rapporto. Danusso, Nervi e Oberti, grazie ai loro molteplici ruoli come progettisti, scienziati, consulenti, accademici e imprenditori, formavano ormai un solido triangolo, all'interno del quale venivano scambiate informazioni, commesse e conoscenze. Nervi inoltre, come anche Danusso, era in diversa maniera legato a vari Enti di ricerca nazionali e internazionali – ad esempio CNR e CEB, come si è visto nel capitolo precedente – e questo significava la possibilità di ampliare i rapporti finanziari e professionali dell'Istituto.

Per stilare un bilancio dell'incredibile sviluppo dell'ISMES di Danusso è utile analizzare la pubblicazione che ne celebra il primo decennio. Oltre che alle sue stesse parole è bene affidarsi alle due tabelle che riassumono le esperienze condotte dal 1951.<sup>2</sup> Nella prima sono riportati i modelli di dighe, fonte primaria di sostentamento per l'Istituto: in tutto 74 modelli, relativi a 59 progetti differenti<sup>3</sup> (specialmente del tipo a volta); la seconda tabella elenca invece i modelli (o i prototipi) per "altre prove" qui condotte: in totale 89, inclusi quelli riferiti a progetti di Nervi. Se già il numero appare significativo, lo è ancor più la diffusione geografica, in particolare per le dighe. Fino al 1955 infatti compaiono solamente modelli riferiti a impianti italiani, ma dall'anno successivo cominciano a fioccare le commesse provenienti dall'estero: la prima per la diga di Drossen in Austria nel 1956, la seconda per la diga svizzera di Reno di Lei nel 1957, e dal 1958 in avanti per Giappone, Jugoslavia, Germania, Bulgaria, Messico, Iran,



MODELLI DI DIGHE SPERIMENTATI ALL'U.S.A. - DAM MODELS TESTED BY I.S.M.E.S.

Model	Year	Country	Scale	Height	Length	Width	Notes
Flow of Dams	1950	Italy	1/24	100	100	40	1:20, 1:25
Flow of Dams	1951	U.S.A.	1/24	100	100	40	1:20, 1:25
Flow of Dams	1952	Italy	1/24	100	100	40	1:20, 1:25
Flow of Dams	1953	Italy	1/24	100	100	40	1:20, 1:25
Flow of Dams	1954	Italy	1/24	100	100	40	1:20, 1:25
Flow of Dams	1955	Italy	1/24	100	100	40	1:20, 1:25
Flow of Dams	1956	Italy	1/24	100	100	40	1:20, 1:25
Flow of Dams	1957	Italy	1/24	100	100	40	1:20, 1:25
Flow of Dams	1958	Italy	1/24	100	100	40	1:20, 1:25
Flow of Dams	1959	Italy	1/24	100	100	40	1:20, 1:25
Flow of Dams	1960	Italy	1/24	100	100	40	1:20, 1:25
Flow of Dams	1961	Italy	1/24	100	100	40	1:20, 1:25
Flow of Dams	1962	Italy	1/24	100	100	40	1:20, 1:25
Flow of Dams	1963	Italy	1/24	100	100	40	1:20, 1:25
Flow of Dams	1964	Italy	1/24	100	100	40	1:20, 1:25
Flow of Dams	1965	Italy	1/24	100	100	40	1:20, 1:25
Flow of Dams	1966	Italy	1/24	100	100	40	1:20, 1:25
Flow of Dams	1967	Italy	1/24	100	100	40	1:20, 1:25
Flow of Dams	1968	Italy	1/24	100	100	40	1:20, 1:25
Flow of Dams	1969	Italy	1/24	100	100	40	1:20, 1:25
Flow of Dams	1970	Italy	1/24	100	100	40	1:20, 1:25
Flow of Dams	1971	Italy	1/24	100	100	40	1:20, 1:25
Flow of Dams	1972	Italy	1/24	100	100	40	1:20, 1:25
Flow of Dams	1973	Italy	1/24	100	100	40	1:20, 1:25
Flow of Dams	1974	Italy	1/24	100	100	40	1:20, 1:25

MODELLI DI DIGHE SPERIMENTATI ALL'U.S.A. - DAM MODELS TESTED BY I.S.M.E.S.

Model	Year	Country	Scale	Height	Length	Width	Notes
Flow of Dams	1950	Italy	1/24	100	100	40	1:20, 1:25
Flow of Dams	1951	U.S.A.	1/24	100	100	40	1:20, 1:25
Flow of Dams	1952	Italy	1/24	100	100	40	1:20, 1:25
Flow of Dams	1953	Italy	1/24	100	100	40	1:20, 1:25
Flow of Dams	1954	Italy	1/24	100	100	40	1:20, 1:25
Flow of Dams	1955	Italy	1/24	100	100	40	1:20, 1:25
Flow of Dams	1956	Italy	1/24	100	100	40	1:20, 1:25
Flow of Dams	1957	Italy	1/24	100	100	40	1:20, 1:25
Flow of Dams	1958	Italy	1/24	100	100	40	1:20, 1:25
Flow of Dams	1959	Italy	1/24	100	100	40	1:20, 1:25
Flow of Dams	1960	Italy	1/24	100	100	40	1:20, 1:25
Flow of Dams	1961	Italy	1/24	100	100	40	1:20, 1:25
Flow of Dams	1962	Italy	1/24	100	100	40	1:20, 1:25
Flow of Dams	1963	Italy	1/24	100	100	40	1:20, 1:25
Flow of Dams	1964	Italy	1/24	100	100	40	1:20, 1:25
Flow of Dams	1965	Italy	1/24	100	100	40	1:20, 1:25
Flow of Dams	1966	Italy	1/24	100	100	40	1:20, 1:25
Flow of Dams	1967	Italy	1/24	100	100	40	1:20, 1:25
Flow of Dams	1968	Italy	1/24	100	100	40	1:20, 1:25
Flow of Dams	1969	Italy	1/24	100	100	40	1:20, 1:25
Flow of Dams	1970	Italy	1/24	100	100	40	1:20, 1:25
Flow of Dams	1971	Italy	1/24	100	100	40	1:20, 1:25
Flow of Dams	1972	Italy	1/24	100	100	40	1:20, 1:25
Flow of Dams	1973	Italy	1/24	100	100	40	1:20, 1:25
Flow of Dams	1974	Italy	1/24	100	100	40	1:20, 1:25

ALCUNE PROVE EFFETTUATE ALL'U.S.A. - SOME TESTS PERFORMED AT U.S.A.

Model	Year	Country	Scale	Height	Length	Width	Notes
Flow of Dams	1950	Italy	1/24	100	100	40	1:20, 1:25
Flow of Dams	1951	U.S.A.	1/24	100	100	40	1:20, 1:25
Flow of Dams	1952	Italy	1/24	100	100	40	1:20, 1:25
Flow of Dams	1953	Italy	1/24	100	100	40	1:20, 1:25
Flow of Dams	1954	Italy	1/24	100	100	40	1:20, 1:25
Flow of Dams	1955	Italy	1/24	100	100	40	1:20, 1:25
Flow of Dams	1956	Italy	1/24	100	100	40	1:20, 1:25
Flow of Dams	1957	Italy	1/24	100	100	40	1:20, 1:25
Flow of Dams	1958	Italy	1/24	100	100	40	1:20, 1:25
Flow of Dams	1959	Italy	1/24	100	100	40	1:20, 1:25
Flow of Dams	1960	Italy	1/24	100	100	40	1:20, 1:25
Flow of Dams	1961	Italy	1/24	100	100	40	1:20, 1:25
Flow of Dams	1962	Italy	1/24	100	100	40	1:20, 1:25
Flow of Dams	1963	Italy	1/24	100	100	40	1:20, 1:25
Flow of Dams	1964	Italy	1/24	100	100	40	1:20, 1:25
Flow of Dams	1965	Italy	1/24	100	100	40	1:20, 1:25
Flow of Dams	1966	Italy	1/24	100	100	40	1:20, 1:25
Flow of Dams	1967	Italy	1/24	100	100	40	1:20, 1:25
Flow of Dams	1968	Italy	1/24	100	100	40	1:20, 1:25
Flow of Dams	1969	Italy	1/24	100	100	40	1:20, 1:25
Flow of Dams	1970	Italy	1/24	100	100	40	1:20, 1:25
Flow of Dams	1971	Italy	1/24	100	100	40	1:20, 1:25
Flow of Dams	1972	Italy	1/24	100	100	40	1:20, 1:25
Flow of Dams	1973	Italy	1/24	100	100	40	1:20, 1:25
Flow of Dams	1974	Italy	1/24	100	100	40	1:20, 1:25

132

Argentina, Spagna, Francia e addirittura per l'Australia. Meno cosmopolita è invece la rosa delle prove per gli altri tipi di strutture, la cui unica (e curiosa) eccezione è rappresentata dal modello in scala 1:24 di una copertura a pianta circolare per la School of Design of the State College of North Carolina, negli Stati Uniti.<sup>4</sup>

Le ragioni di questo successo sono molteplici: ad esempio verso la fine degli anni Cinquanta la Bulgaria, in un clima di pesante guerra fredda, fece ricorso all'ISMES su suggerimento di Mosca «fra lo stupore e l'incredulità degli organi ministeriali e diplomatici, per risolvere alcuni gravi problemi di dighe in progetto e costruzione»;<sup>5</sup> mentre il cedimento della diga di Malpasset (Fréjus), sul torrente Reyran nel 1959 – che provocò 421 vittime – fece decidere alla Banca Mondiale di rendere obbligatoria la verifica su modello presso l'ISMES dei progetti da lei finanziati.<sup>6</sup> In generale comunque, con qualche eccezione, tale situazione si può ricondurre all'assenza, in molti Paesi, di istituti altrettanto solidi e specializzati. L'ISMES insomma, a soli dieci anni dalla sua costituzione, è ormai un punto di riferimento internazionale, ma allo scadere di questa importante ricorrenza dovrà far fronte ad alcuni decisivi mutamenti economico-politici a livello nazionale che influenzeranno in modo sostanziale la sua attività negli anni successivi, e quindi la presidenza di Nervi.

Negli anni Cinquanta gran parte delle commesse era stata offerta dalle aziende che a quel tempo si spartivano la gestione dell'elettricità nel nostro Paese: la SADE per il Veneto e parte dell'Emilia; l'Edison per Lombardia, Emilia e Liguria eccetera.

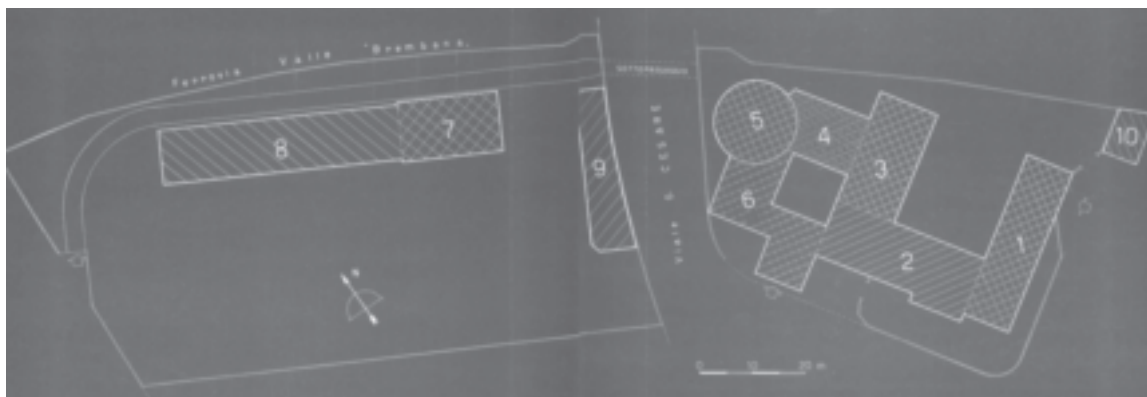
133

Sulla scia dell'esempio dato da altre nazioni, come la Francia e l'Inghilterra, anche in Italia viene però sollevato il problema della nazionalizzazione dell'energia elettrica,<sup>7</sup> conducendo rapidamente alla preparazione di una proposta di legge. Con la delibera della Camera dei Deputati del 27 novembre 1962, tradotta in legge il 6 dicembre, su proposta di Aldo Moro, il governo Fanfani IV decretò la nazionalizzazione delle aziende e delle imprese operanti nel settore della produzione, della commercializzazione, della distribuzione e del trasporto di energia elettrica, nonché di tutte quelle operanti in settori funzionalmente e tecnicamente connessi. Veniva cioè istituito l'Enel – Ente Nazionale Energia Elettrica –, monopolista statale del settore, che per prima cosa assorbì le circa 1.270 imprese esercenti attività elettriche presenti in Italia in modo da ottenere un'organizzazione tecnica, amministrativa e operativa unitaria. Tra queste imprese vi erano anche gli azionisti di riferimento dell'ISMES, e il gigante Enel divenne tutto a un tratto azionista di maggioranza dell'Istituto con circa il 55%, stravolgendone il gruppo dirigente. Come ricordano alcuni testimoni,<sup>8</sup> esso si compose infatti di ingegneri validissimi, ma non appartenenti al campo specifico della modellazione e

quindi più propensi a diversificare le attività qui svolte.<sup>9</sup> Se inizialmente la nuova dirigenza suscitò qualche timore, poiché si temevano gli effetti negativi di una direzione romana centralizzata,<sup>10</sup> l'ingresso di Enel risultò invece vantaggioso per il futuro dell'ISMES, data l'ingente disponibilità di fondi e la maggiore capacità di movimento di quello che era il terzo produttore mondiale di energia.

Quasi contemporaneamente, un evento scuote con anche maggior veemenza il panorama idroelettrico nazionale: la frana del Monte Toc del 9 ottobre 1963 provoca infatti la tragedia del Vajont, ai piedi della diga progettata e verificata proprio da Danusso e Oberti.<sup>11</sup> Com'è purtroppo noto, la diga dovette fronteggiare l'ondata conseguente alla frana della montagna nel serbatoio parzialmente invasato: essa riuscì a sostenere la cospicua massa dissimmetrica del materiale caduto, ma ciò fu una magra consolazione alla luce del disastro. La tragedia ebbe importanti ripercussioni sulla politica nazionale relativa agli impianti per la produzione di energia idroelettrica e, sebbene questa non fu l'unica causa, essa può essere presa come il simbolo del graduale spostamento dell'attività dell'ISMES verso nuovi orizzonti. L'ecatombe che ne derivò condusse infatti alla sospensione dei lavori per tutti gli impianti idroelettrici allora in corso di progetto o di realizzazione, con ovvie ripercussioni sull'operato dell'istituto bergamasco: le commesse relative a dighe italiane diminuirono in maniera consistente (anche a causa del progressivo esaurimento delle risorse idroelettriche italiane),<sup>12</sup> mentre cominciarono a piovere sempre più incarichi riferiti a impianti esteri, che sarebbero proseguiti anche nei decenni successivi ma che comunque non potevano bastare a garantire la compe-

\_ Tabelle con i modelli testati all'ISMES tra il 1951 e il 1961.

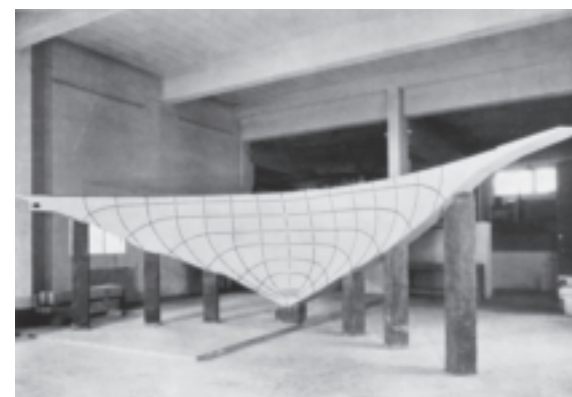
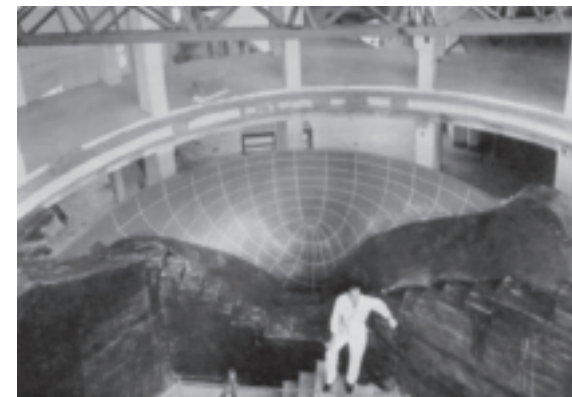


titività conquistata negli anni precedenti. Di qui la necessità, sottolineata in particolare dall'Enel, di allargare gli orizzonti della ricerca scientifica. Tra i settori più profondamente sviluppati nel suo secondo decennio si possono citare l'analisi dinamica,<sup>13</sup> lo studio delle fondazioni, la progettazione delle centrali in caverna e la specializzazione sulla meccanica delle rocce. In sintesi, il passaggio dalla modellistica pura alla ricerca applicata.<sup>14</sup>

In questo panorama, incerto e in continuo mutamento, l'avvento di Nervi all'ISMES ebbe indiscussi effetti benefici per l'avanzamento della modellistica strutturale: egli infatti, con grande astuzia, riuscì a coniugare gli interessi della sua attività professionale con quelli più ampi dell'Istituto, cominciando a fornire all'ISMES un numero sempre più consistente di commesse relative ai progetti dello Studio Nervi e all'attività della Nervi & Bartoli. Nervi si muoveva insomma – come suo solito – vestendo diversi panni: presidente di un prestigioso ente di ricerca, imprenditore privato e progettista, traendo grandi vantaggi da ognuno di questi ruoli. Per l'ingegnere i vantaggi furono molteplici: innanzitutto la nuova carica gli donava un importante biglietto da visita per i suoi committenti, assicurati dal fatto che la genialità nerviana fosse coadiuvata dalle competenze di uno dei laboratori di ricerca più famosi al mondo, ma allo stesso tempo gli forniva un solido aiuto nella risoluzione di problemi strutturali altamente complessi, sgravandolo di almeno una piccola ma decisiva parte dei suoi plurimi impegni. D'altra parte, il prestigio di Nervi forniva direttamente o indirettamente un'importante pubblicità per l'ISMES, che grazie ai lavori da lui procurati estese il suo raggio d'azione in tutto il mondo anche per strutture diverse dalle dighe. Al successo della presidenza nerviana contribuì inoltre il fatto che, insieme all'arrivo di figure amministrative provenienti dall'Enel, la direzione dell'ISMES divenne più forte, soprattutto con la promozione di Enzo Lauletta (1927-1971), nominato condirettore nel 1965. Lauletta infatti contribuì a diffondere – insieme a Oberti e agli altri – l'attività dell'Istituto in tutto il mondo e ad allacciare importanti rapporti scientifico-economici con l'UNESCO e con il CNR, oltre che ovviamente con l'Enel.

Grazie a Pier Luigi Nervi l'ISMES ebbe insomma modo di approfondire quel filone di ricerca focalizzato sulle grandi strutture che già aveva dato grande prova di sé negli anni Cinquanta sotto Danusso, affrontando con successo i nuovi pro-

\_ ISMES: planimetria dei fabbricati nel 1961. Legenda: 1) Reparto prove modelli strutturali; 2) Pressa da 2.000 t e impianto per prove dinamiche; 3) Vasche corazzate per prove su modelli di dighe; 4) Controllo modelli preliminari e formazione casseri in gesso. Platea con ancoraggi per prove su elementi strutturali; 5) Torre sperimentale per contenimento grandi modelli; 6) PT: Confezione calcestruzzi per modelli. Officina. Sala pompe. 1P: Uffici tecnici. Disegnatori. Sala macchine di prova materiali. 2P: Presidenza, direzione, amministrazione; 7) PT: Laboratorio geotecnico. Modelli preliminari in legno. 1P: Laboratorio chimico, laboratorio elettrotecnico, laboratorio geotecnico. 2P: Laboratorio fotoelastico, attrezzatura Moirée, foresteria; 8) Reparto modellisti in legno; 9) Magazzini.



\_ Due immagini del modello della diga di Beauregard in scala 1:50 testato all'ISMES. \_ Modello della diga di Valle di Lei in scala 1:66,6 testato all'ISMES. \_ Modello della diga di Pieve di Cadore testato all'ISMES (Archivio Storico ISMES).

blemi suggeriti da strutture sempre più ambiziose e dai quesiti specifici sollevati dal progresso della Scienza delle costruzioni, come emergerà in dettaglio nei paragrafi successivi.

### I modelli della Torre di Pier Luigi Nervi e Luigi Moretti a Montreal

Negli anni in cui la presidenza dell'ISMES passa di mano da Danusso a Nervi, quest'ultimo ha l'occasione di testare a Bergamo il progetto di un'altra delle sue opere più celebri: il grattacielo ideato insieme a Luigi Moretti a partire dalla fine del 1960 per la città di Montreal.

Così come la possiamo ammirare oggi, la Torre di Montreal sorge da un corpo basso di cinque piani e presenta una pianta quadrata di circa 45 metri di lato, che si sviluppa in altezza secondo la scansione dei piani tipo vetrati e di tre piani tecnici, creando una composizione tripartita sormontata da una Penthouse cilindrica. La struttura, interamente in cemento armato, è suddivisibile in due sistemi distinti: un sistema primario – atto a garantire la resistenza alle forze orizzontali (in particolare ai sismi) – e uno secondario, con il solo compito di spartire i carichi dei solai a piastra con nervature incrociate. Il primo è formato da un nucleo centrale costituito





— Modello preliminare  
in scala 1:35 della diga  
del Vajont testato all'ISMES  
(Archivio Storico ISMES).

136

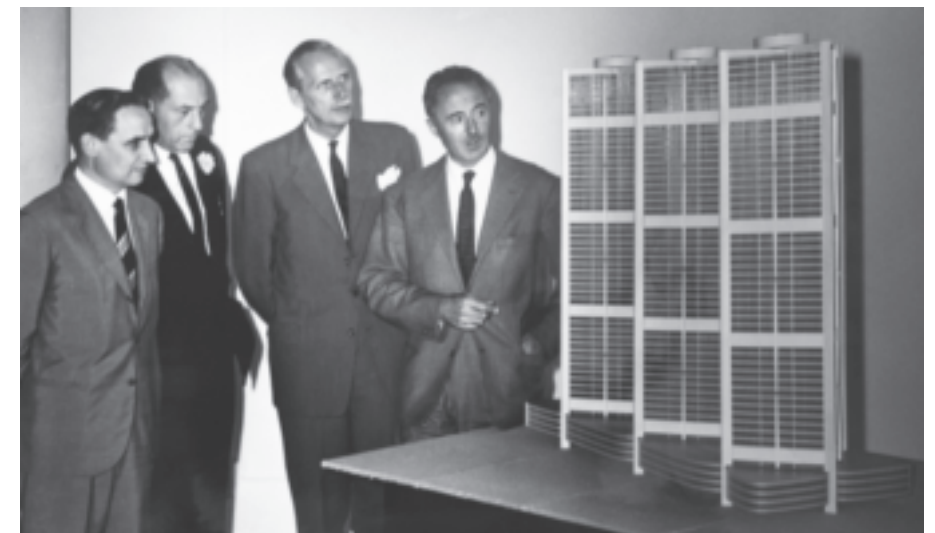
da muri di controventamento disposti a croce di sant'Andrea e da quattro mastodontici pilastri angolari con profilo rastremato e rivestiti da elementi prefabbricati in cemento, che grazie a due robuste travi reticolari, sempre in cemento armato, poste sulle diagonali dell'edificio (in corrispondenza dei piani tecnici al 5°, al 19° e al 32° livello), formano un sistema solidale collegando il nucleo e gli angoli. Il secondo sistema è costituito invece da otto pilastri intermedi ripartiti sui quattro lati del curtain wall, che accentuano la verticalità dell'edificio e dividono la pianta in 9 quadrati pressoché uguali.

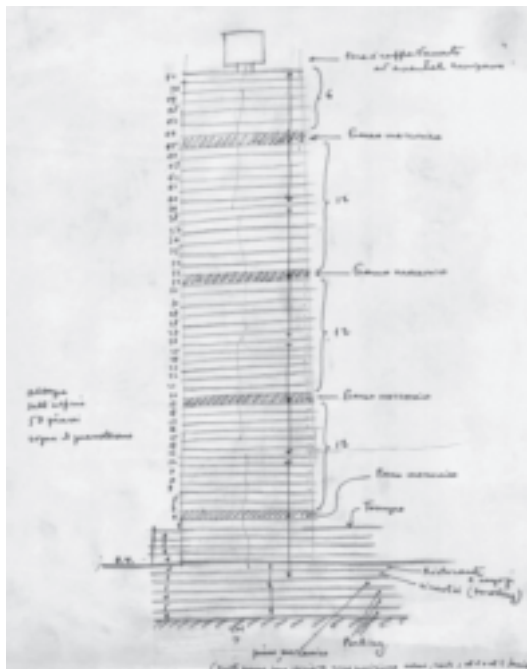
Proprio questo originale sistema strutturale – notevolmente smarcato dai tradizionali modelli adottati negli stessi anni<sup>15</sup> e precursore degli schemi dei grattacieli della generazione successiva<sup>16</sup> – può essere considerato il punto di forza dell'opera canadese, confermando l'originalità dell'intuito nerviano ma anche la consueta attenzione di Moretti per il fatto strutturale.<sup>17</sup> Una «greca ossatura»<sup>18</sup> che affascinerà la critica nordamericana<sup>19</sup> e in misura minore quella italiana,<sup>20</sup> nella quale spicca l'apprezzamento privato fatto da Gio Ponti a Nervi: «La bellezza e l'originalità di queste torri sono nel fatto che la struttura è tutto».<sup>21</sup>

Se la genesi di questa complessa ossatura va ricondotta alla collaborazione tra ingegnere e architetto – non fu del resto l'unica volta in cui i due lavorarono insieme<sup>22</sup> – vero è che nell'idea fondamentale sulla quale essa si fonda si rintracciano alcune analogie con una precedente opera nerviana: il Grattacielo Pirelli. Nella sostanza, infatti, sia la struttura di Montreal sia quella milanese affidano la loro solidità a pochi elementi portanti, a poche strutture verticali di grandi dimensioni – a Milano le “punte” triangolari e i setti mediani, in Canada il nucleo portante e le quattro “stampelle” angolari – che vengono fatte lavorare a compressione, in modo diametralmente diverso da quanto accade nel più tradizionale dei grattacieli in acciaio nordamericani. Questa disposizione consentì, come anche nel Pirelli, di avere degli spazi interni liberi da sostegni intermedi.

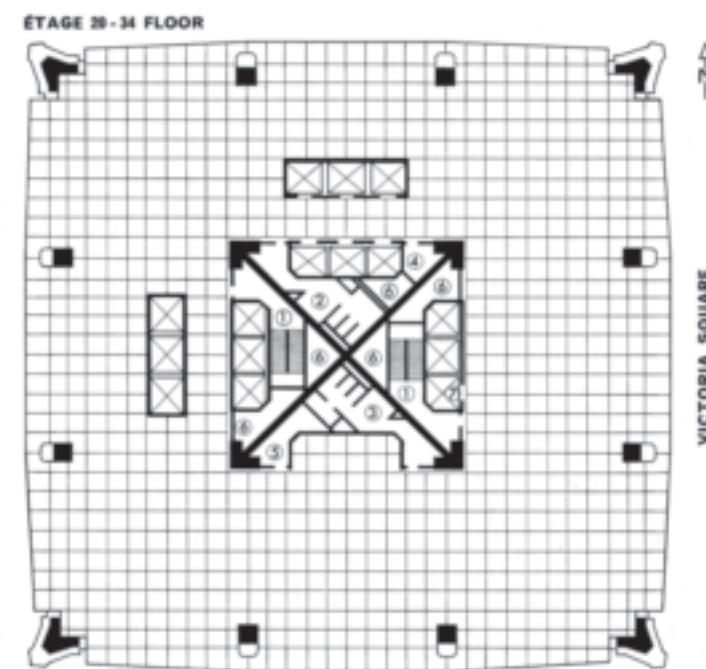
137

— Luigi Moretti presenta  
il progetto per le tre torri  
di Montreal (MAXXI, Roma).





— Torre della Borsa di Montreal, pianta del piano tipo.



La Tour de la Bourse, che oggi si erge solitaria, in realtà avrebbe dovuto far parte di un piano ben più ambizioso – essere la prima di tre torri gemelle impostate su di un podio comune, andando a formare il più vasto complesso di uffici al mondo – ma tale strategia dovette essere ridimensionata per ragioni di carattere economico e costruttivo.<sup>23</sup> Nonostante questa notevole menomazione, la torre può essere comunque considerata uno dei vanti dell’imprenditoria e dell’ingegneria italiana degli anni Sessanta: innanzitutto per l’altezza – con i suoi 190 metri conquistò il primato di più alto edificio in calcestruzzo armato al mondo – ma anche per la rapidità del cantiere (fu costruita in soli 351 giorni)<sup>24</sup> e per l’efficiente macchina organizzativa da cui essa fu generata, diretta dalla Società Generale Immobiliare di Roma.<sup>25</sup> La società italiana fu infatti capace di coordinare una macchina gestionale che, sul piano progettuale, riuniva uffici necessariamente divisi tra le due sponde dell’Atlantico, tra cui<sup>26</sup> gli studi di Moretti e Nervi a Roma; lo studio d’architettura Greenspoon-Freedlander & Dunne (GFD) e lo studio d’ingegneria D’Allemagne & Barbacki a Montreal; lo studio associato composto da Guy B. Panero, Paul Weidlinger<sup>27</sup> e Mario Salvadori<sup>28</sup> (PWS) e infine l’ISMES di Bergamo, che avrà un ruolo speciale in questa impresa. Il progetto è insomma internazionale, e testimonia la dimensione professionale raggiunta da Nervi in questo periodo, ormai da parecchi anni proiettata al di fuori dell’Italia.

L’impostazione gestionale del “Victoria Square Project” viene fissata con una riunione del 10 febbraio 1961, nella quale si definisce il ruolo dei due progettisti italiani – rispettivamente nominati *chief architect* e *chief engineer*<sup>29</sup> – e quello dei canadesi GFD, incaricati di stendere gli elaborati esecutivi e di sottoporli all’approvazione di Moretti e Nervi. Nella stessa riunione, l’ing. Marcello de Leva, respon-

— Luigi Moretti, schizzo di studio e prospettiva della Torre di Montreal (Archivio Centrale dello Stato, Roma).

sabile dell’iniziativa,<sup>30</sup> illustra un cronoprogramma di massima che impone tempi strettissimi.<sup>31</sup> Questo significa poco tempo per il progetto: ai due italiani viene richiesto di portare a termine «l’abbozzo estetico e di massa del fabbricato»<sup>32</sup> entro la fine di marzo nell’ottica di consolidare i probabili clienti, quindi poche settimane dopo. I due sono un po’ perplessi, ma non escludono di farcela dal momento che la distribuzione volumetrica studiata preliminarmente da Moretti – ovvero tre parallelepipedi di 45 piani circa, sorgenti da una piattaforma continua di 4 piani – sembra essere nel complesso confermata.

L’occasione si offre anche per un confronto tra Moretti e Nervi a proposito delle diverse impostazioni del progetto della struttura, che in questa data era ancora in bilico tra una soluzione a nucleo portante e una con parete esterna portante. «Gli architetti sarebbero d’accordo sulla soluzione a parete esterna portante elaborata secondo criteri logici; ciò anche per uscire dallo schematico di moda americano, basato su acciaio e vetro»<sup>33</sup> e la prima idea è quella di ingrossare gli spigoli delle pareti esterne come fossero dei grossi pilastri, rastremati però in altezza attraverso riseghe, mantenendo nettamente separati la struttura e il *curtain wall*, in modo da «saltare ciò che è necessario» («concetto che – come precisa l’ing. Nervi – dovrebbe essere alla base della moderna architettura strutturale»<sup>34</sup>) e addirittura da conferire «una forma suggestiva riecheggiante l’architettura gotica».<sup>35</sup>

La progettazione procede quindi serrata, e dopo soli sei giorni viene indetto un nuovo confronto<sup>36</sup> nel quale si affronta il nodo cruciale del problema, che per la committenza è ovviamente economico, e cioè la differenza di costo tra una struttura in acciaio e una in cemento armato, sicuramente più conveniente sia in termini economici sia di tempo.<sup>37</sup> Il costo del ferro in Canada è infatti proporzionalmente più



caro rispetto agli Stati Uniti, e comunque più oneroso del cemento armato a causa delle limitate possibilità di fabbricazione. Scelto il materiale, il 23 febbraio Nervi è in grado di avanzare due distinte soluzioni strutturali: una ancora con pareti esterne portanti e spigoli ingrossati, l'altra con pilastrature al posto delle pareti. Vincerà la seconda, «architettonicamente più elegante».<sup>38</sup> Lo studio continua insomma spedito, anche se non appare ancora consolidata l'impostazione urbanistica delle tre torri previste.

Il 3 marzo 1961 si stabilisce di conferire ai tre edifici una pianta quadrata con lato pari a 40 metri, in modo che la somma delle tre diagonali affiancate sia di circa 170 metri, confermando la necessità di estendere l'area di progetto (e quindi la proprietà) per garantire un conveniente distanziamento dei tre corpi.<sup>39</sup> Si definiscono anche sommariamente le esigenze del nucleo servizi, che dovrebbe avere alla base una sezione quadrata con lato di circa 14 metri, decrescendo poi in altezza in base al numero degli ascensori. Dal punto di vista strutturale si riconferma la convenienza di continuare gli studi su una struttura a pilastri, da principio scartata a causa delle severe norme antisismiche.<sup>40</sup>

Il 29 marzo 1961 viene affidato ufficialmente l'incarico professionale a Moretti e Nervi, specificando nel dettaglio le modalità organizzative del progetto già anticipate: i due hanno la collaborazione degli architetti GFD di Montreal – «i quali provvederanno alla progettazione di tutti gli impianti ed allo sviluppo dei disegni e degli elaborati esecutivi-architettonici, strutturali e meccanici secondo le norme e le consuetudini locali»<sup>41</sup> – mentre allo studio PWS è affidato l'incarico di assistere la Società Generale Immobiliare per il coordinamento dell'opera dei progettisti e degli esecutori, cioè di essere *project managers*. Per garantire la piena comprensione degli elaborati nel loro passaggio dall'Italia al Canada, si decide inoltre che un architetto di GFD si stabilisca nello Studio Moretti, e analogamente che un ingegnere dello studio prescelto per lo sviluppo dei calcoli strutturali si rechi da Nervi a Roma.<sup>42</sup> L'onorario previsto per i due progettisti, dipendente dal numero di edifici effettivamente realizzati, è fissato per l'1,10% dell'ammontare totale di una delle torri, e perciò all'incirca 225.000 dollari, escluse le spese di viaggio e le spese per eventuali modelli, più una quota minore per ognuna delle altre torri costruite.

In questo periodo emerge anche l'interesse – fondamentale dal punto di vista economico – della Borsa di Montreal di ubicare nella prima torre la sua nuova sede: l'obiettivo è infatti quello di commercializzare l'opera come il più importante complesso di edifici della città, ovvero il cuore finanziario di tutto il Canada (Montreal è la capitale d'affari del paese), sfruttando il fatto che «ragioni fiscali (agevolazioni rispetto ad altri paesi) e politiche (tradizionale neutralità del paese) dovrebbero poter attirare a Montreal molte società».<sup>43</sup> Anche dal punto di vista urbanistico sembrano esserci buone notizie: una bozza di progetto è stata presentata ufficiosamente in Municipio e le reazioni sono favorevoli, poiché le autorità vedono di buon occhio lo sviluppo del settore basso della città. Ciò faciliterebbe anche l'espropriazione a un buon prezzo delle parti di terreno necessarie all'iniziativa.<sup>44</sup>

Nonostante i problemi irrisolti – ad esempio il numero e la dimensione esatta degli ascensori, che condizionano la disposizione planimetrica dei singoli piani – nel suo complesso l'edificio è definito: pianta quadrata con lati leggermente convessi

di circa 40 x 40 metri (verranno poi aumentati a 45 metri); altezza fuori terra di circa 185 metri; interpiano tipo di 3,50 metri (di cui 75 centimetri per le strutture portanti) e interpiano tecnico di 6 metri. Una soluzione strutturale viene così varata nella riunione dell'11 luglio 1961:<sup>45</sup> «Si tratta di quella che, in questi ultimi tempi, è stata denominata 1ª soluzione, essendo praticamente, salvo varianti non fondamentali, quella prevista nel progetto preliminare già presentato alla Municipalità di Montreal»;<sup>46</sup> una soluzione che contiene in nuce lo schema strutturale definitivo.<sup>47</sup>

Uno dei quesiti più scottanti a questo punto è quello degli effetti termici determinati dalla differenza di 100 °Fahrenheit tra l'interno e l'esterno del palazzo, capaci di indurre allungamenti differenziali ben superiori a quelli elastici.<sup>48</sup> Questa situazione avrebbe infatti richiesto un edificio il più rigido possibile per affrontare le azioni orizzontali (venti e terremoti) ma anche molto elastico – ottima sarebbe stata l'isostaticità – per far fronte a tale differenza di temperatura. Nei mesi precedenti questo argomento aveva impegnato a fondo Nervi – reo, secondo D'Allemagne e Barbacki, di aver trascurato questo «dettaglio»<sup>49</sup> – portandolo a ipotizzare due diverse soluzioni: una «strutturale» e una «termica». La prima ipotesi risolverebbe entrambe le esigenze «in maniera logica e brillante»,<sup>50</sup> postulando l'indipendenza tra una struttura resistente totalmente esterna e una sottostruttura interna divisa in parti separate e permettendo anche «una notevole libertà planimetrica ed una relativa economia nella struttura portante».<sup>51</sup> L'ipotesi «termica», invece, si affidava all'isolamento dei pilastri dall'atmosfera esterna (su suggerimento di Moretti) attraverso guaine specifiche, oppure al loro riscaldamento diretto tramite condotti interni verticali contenenti aria condizionata a temperatura ambiente o i fumi di scarico delle caldaie, per innalzare la temperatura. Un'ulteriore soluzione, sempre «termica», prevedeva l'introduzione nei pilastri periferici di «pinne metalliche» capaci di diffondere il calore al loro interno.

Nella relazione tecnica che Nervi presenta a luglio viene ristretto il campo, proponendo di garantire l'isotermicità degli elementi verticali mediante un sistema di isolamento dei pilastri d'angolo composto da un guscio di elementi prefabbricati in c.a. giuntati a ogni piano e sulla faccia esterna del pilastro, con all'interno del materiale termoisolante, posti a 50 centimetri dalla superficie del pilastro per creare una sorta di camera d'aria alla stessa temperatura dell'interno. In alternativa, questa «scorza» si sarebbe potuta anche addossare ai pilastri divenendone la cassaforma, ma con minore efficacia rispetto alla soluzione precedente.<sup>52</sup> In ogni caso, Nervi dichiara di non essere in grado di effettuare i calcoli strutturali definitivi finché non conoscerà le esatte differenze di temperatura nei pilastri.<sup>53</sup>

L'estate del 1961 vede Moretti e Nervi impegnati a concludere il progetto preliminare, e verso la fine di settembre l'edificio può essere ufficialmente annunciato alla città, attraverso le parole di Marcello de Leva. Il discorso del Presidente sintetizza efficacemente i punti più importanti dell'iniziativa, evidenziando la complessa rete di attori coinvolti e l'organizzazione che li tiene insieme. Innanzitutto c'è la Mercantile Bank of Canada, finanziatrice dell'impresa, e poi Mr. Samaritani, presidente della Società Generale Immobiliare, capace di riunire in poco tempo un solido consorzio rappresentativo dell'industria e della finanza italiana con interessi sul suolo canadese. Grazie a queste basi, il progetto aveva acquisito sicurezza e ambizione anche dal punto di vista architettonico: de Leva infatti, stanco della mo-

notonia che caratterizzava la consueta progettazione di questo genere di edifici, che lasciava ben poco spazio all'individualità dell'architetto, aveva deciso di affidarsi a «eminent engineers and architects that up to now had not done work on this continent and therefore could bring fresh ideas».<sup>54</sup> La preferenza per il cemento armato rispetto all'acciaio, monopolizzatore del mondo dei grattacieli, viene spiegata sempre in quest'ottica (e ovviamente non per la sua maggiore economicità), conducendo alla chiamata del professor Nervi, «who is considered the “wizard” of modern reinforced concrete».<sup>55</sup>

Il discorso prosegue elogiando la complessa macchina organizzativa, composta – oltre che dai due italiani – dallo studio canadese GFD («some of the best professional talent of Montreal»),<sup>56</sup> e da PWS, «that is a combination of international engineers that operate throughout the world and that have specialized in works of this nature».<sup>57</sup> Un generoso apprezzamento è quindi elargito all'ammirevole capacità di cooperazione instaurata tra gli studi italiani e quelli canadesi, che sono riusciti a far fronte a «certain language problems, the difference created by an intereving [sic] Ocean» e addirittura al fatto che «the Italians work in decimal whilst the English world tends to consider the metric system a crackpot idea imposed by Napoleon on the Continent».<sup>58</sup>

La somma di queste eccellenze aveva portato, appena otto mesi dopo l'inizio della progettazione, a un passo dall'avvio dei primi lavori: «a record that is far ahead of anything that has been done up to now in Canada, the United States or anywhere else».<sup>59</sup> Tuttavia, per giungere alla versione definitiva del progetto bisognerà aspettare ancora parecchi mesi: Moretti sarà costretto a rimettere mano alla versione presentata nel dicembre del 1961, e continuerà a lavorarci lungo tutto l'anno successivo.<sup>60</sup>

#### La verifica sperimentale di un solaio tipo

Nel frattempo gli studi sulla struttura continuano, con particolare attenzione agli sbalzi termici nei pilastri e alle relative soluzioni tecniche,<sup>61</sup> alla contemporaneità delle azioni esterne e alla definizione dei solai tipo. Il punto è in realtà uno solo: data l'eccezionalità dell'opera, è impossibile rintracciare nei regolamenti locali dei parametri di riferimento a cui rapportarsi.

Fino ad ora gli studi sulla struttura del grattacielo erano stati condotti da Nervi solamente in campo teorico, senza ricorrere ad alcun modello fisico, ma improvvisamente la ricerca sperimentale fa la sua comparsa. Il tema da cui si avvia questo tipo di indagine è quello dei solai, che potevano essere orditi predisponendo nervature parallele ai lati del quadrato di base o parallele alle sue diagonali. Per trovare la soluzione più vantaggiosa, l'ingegner Barbacki propone un solaio tipo, che viene discusso presso lo Studio Nervi a Roma il 5 ottobre 1961 e sul quale si apre una lunga discussione:

Il Prof. Nervi dichiara di essere convinto trattarsi di un buon solaio, che all'atto pratico darebbe risultati più che soddisfacenti. [Tuttavia] Mostra la sua perplessità a difenderlo e sostenerlo nel campo puramente teorico data [sic] le molteplici ipotesi suscettibili di diverse interpretazioni, che si debbono fare a sostegno di calcoli teorici.<sup>62</sup>

Tutto a un tratto riemerge quindi la lezione di Danusso, lo scetticismo verso la teoria, la volontà di vedere con i propri occhi l'andamento degli sforzi e la risposta del suo materiale prediletto: il progetto della struttura canadese, finora affrontato in forma esaustiva ma preliminare, deve obbligatoriamente passare al vaglio della sperimentazione. Nervi propone di realizzare un modello del solaio tipo progettato da Barbacki, riproducendo un quadrato d'angolo di 12,50 x 12,50 metri e due metà delle campate adiacenti, simulando opportunamente le condizioni di vincolo per sottoporlo a tutte le prove di carico fino alla rottura. Lo stesso procedimento sfruttato per il solaio del Centro Pirelli, ma questa volta in scala reale.<sup>63</sup>

Il Prof. Nervi osserva che la spesa per fare la prova è cosa ben modesta rispetto ai vantaggi che si potrebbero ottenere, quali il rafforzamento dei punti deboli, o l'alleggerimento di quelli esuberanti, tanto che potrebbe essere conveniente di fare un secondo campione da sottoporre a prova, migliorato secondo i risultati della 1ª prova.<sup>64</sup>

Lo studio sperimentale di questo solaio è condotto in Canada dallo studio D'Allemagne & Barbacki, ma simultaneamente un'analisi teorica viene sviluppata anche dallo Studio Nervi a Roma, che cerca di mettere a confronto un tipo di solaio a travi incrociate disposte in direzione parallela alle diagonali dell'edificio e un altro tipo con le travi parallele ai lati (quello poi effettivamente realizzato). In attesa dei risultati sperimentali dal Canada, con una lettera del 26 ottobre 1961 Nervi comunica a Panero-Weidlinger-Salvadori le sue prime impressioni:

[il solaio] non ci sembra presentare quei vantaggi che in un primo momento avevamo creduto dovesse avere rispetto a quello con le travi parallele ai lati. Pensiamo quindi che per il momento sia meglio attendere i risultati delle prove del solaio; e nel caso che queste non dessero risultati pienamente soddisfacenti studiare dei perfezionamenti. Vi preghiamo di tenerci al corrente dei programmi delle prove su modelli sia in scala che al vero. Siamo convinti che questo ultimo ci darà la parola decisiva.<sup>65</sup>

Nel dicembre del 1961 D'Allemagne e Barbacki propongono un accurato programma per la prova di carico da effettuare sul solaio,<sup>66</sup> ma sebbene questi esperimenti vengano affidati allo studio d'ingegneria canadese, l'esperienza e la personalità di Nervi influiscono profondamente sulla programmazione del loro svolgimento. Verso la metà del gennaio 1962 infatti, durante una serie di riunioni tenutesi presso gli Studi dei due progettisti italiani a Roma, “the Wizard” interviene a proposito delle modalità di prova, correggendo l'impostazione data da Barbacki.<sup>67</sup> Come prima cosa egli propone di prolungare il solaio fino al filo del nucleo centrale con una zona a sbalzo in modo che le condizioni reali fossero più fedelmente rispettate, ed esprime la sua perplessità a proposito del calcolo teorico dei momenti nel solaio di prova avanzato da Barbacki, sottolineando che nella realtà, all'atto del disarmo, i solai non sarebbero ancora perfettamente stagionati e che quindi si sarebbe potuta avere una parziale plasticizzazione delle sezioni più sollecitate (quelle d'incastro), con il conseguente aumento del momento di mezzeria. Proprio per questo Nervi ritiene opportuno suddividere il solaio di prova in due zone separate: una con i “drop panels” (gli elementi di collegamento tra travi e pilastri, in pratica dei “capitelli”) e una senza. «Tale proposta viene accettata, ai fini di ottenere una più vasta indagine sul reale funzionamento della struttura»,<sup>68</sup> e lo Studio Nervi si impegna a fornire





\_ Immagini delle prove sperimentali sul solaio tipo della Torre di Montreal (MAXXI, Roma).



a Barbacki entro dieci giorni i disegni relativi alla seconda zona del solaio, quella priva di “drop panels”.

Da queste brevi battute si evince chiaramente l'approccio di Nervi rispetto all'analisi e alla determinazione dei carichi agenti nelle sue strutture, sempre volto a ricercare la maggiore aderenza con la realtà. Egli infatti non si accontenta mai di quanto si potrebbe postulare attraverso la sola indagine teorica, e per questo immette continuamente nel problema una lunga serie di variabili, la cui conoscenza può essere solamente frutto di una lunga attività progettuale e ancor più di un'assidua presenza in cantiere, osservando da vicino il comportamento dei materiali, dei vincoli e di tutte quelle eccezioni che confermano l'unica regola possibile: lo studio ravvicinato della realtà. Oltre a questo, emerge anche la tenacia con cui Nervi cerca di monitorare anche le prove eseguite oltre il suo diretto raggio d'azione, cioè al di fuori dei laboratori della Magliana e del laboratorio bergamasco, segno di un'insofferenza verso la delega di qualsiasi problema statico riferito alle sue creazioni.

Nei mesi successivi, le modalità esecutive relative alle prove di carico subiscono diverse modifiche, fino al loro effettivo svolgimento nell'ottobre del 1962. Tali prove rivestirono un ruolo importante per diverse ragioni: per prima cosa esse si proponevano la comparazione simultanea di due diverse soluzioni strutturali – quella di Nervi e quella dello studio D'Allemagne & Barbacki, entrambe a nervature parallele – ma dovevano anche costituire un banco prova in relazione alle questioni normative. Su richiesta di Nervi era stato infatti sentito il parere delle autorità competenti a proposito di questo tipo di prove, non soggette a una precisa regolamentazione: il Comune si espresse in modo favorevole, dichiarando di accettarne i risultati indipendentemente dai valori teorici delle sollecitazioni sul ferro e nel conglomerato, a patto che l'inflessione del solaio fosse rientrata nei limiti imposti dal regolamento locale.<sup>69</sup>

Per scegliere la soluzione più adeguata si procedette dunque alla costruzione di due porzioni del solaio tipo, atte ad essere testate fino a rottura. La prima soletta fu realizzata in base ai disegni di D'Allemagne & Barbacki, mentre la seconda seguendo la proposta elaborata a Roma.<sup>70</sup> Per mettere in carico il solaio si decise di utilizzare l'acqua, confinata da un'impalcatura metallica di contenimento appositamente realizzata, e al di sotto delle nervature del solaio furono posizionati dei puntelli in legno, in modo da prevenire un eventuale collasso improvviso e violento della struttura. Il carico fu dunque applicato pompando l'acqua nello spazio delimitato dall'impalcatura metallica perimetrale, monitorando attentamente l'andamento delle deformazioni. Le prove di carico furono effettuate in due fasi successive: la prima ebbe inizio il 2 ottobre 1962, mentre la seconda il 20 ottobre, entrambe secondo un rigido cronoprogramma. La relazione tecnica riassume quanto dedotto dalle prove sperimentali:

The west portion [la parte corrispondente alla soluzione di Nervi] of this Typical Floor Structure failed at a distributed load of approximately 234 lbs. per sq. ft. [1.140 kg/m<sup>2</sup>]. Failure occurred by shearing where ribs and slab joined the west end of cantilever beam B7. Evidence of similar failure was obvious at column L. The east portion [la parte progettata da D'Allemagne & Barbacki] of the Typical Floor Structure failed at a distributed load of approximately 322 lbs. per sq. ft. [1.570 kg/m<sup>2</sup>]. Failure occurred by shearing of the slab at the drop panel which carries its load to column E.<sup>71</sup>

### I modelli del Place Victoria Project a Bergamo e a Torino

Appare quasi scontata, addirittura stranamente tardiva, la proposta di ricorrere a una più esaustiva verifica sperimentale della struttura del grattacielo presso l'ISMES. Verso l'aprile del 1962 infatti, certamente su suggerimento di Nervi, vengono presi i primi contatti tra la committenza e l'Istituto italiano, al fine di realizzare e testare due modelli strutturali – uno aerodinamico e uno elastico – dell'originalissima struttura. La ragione della necessità di queste prove sarà messa per iscritto l'anno successivo, a corredo della relazione tecnica conclusiva di queste esperienze: «Per fabbricati a struttura portante staticamente complessa l'indagine teorica, dovendosi basare su schematizzazioni e semplificazioni, porta necessariamente a trascurare collaborazioni secondarie che pure esistono nella realtà fisica. Per edifici importanti è utile ricorrere a indagini su modelli che consentano l'osservazione diretta del modo di reagire delle strutture, nel loro complesso, alle azioni esterne».<sup>72</sup>

Per l'ISMES è una grande conquista: la commessa canadese rappresenta infatti uno dei primi importanti incarichi esteri relativi a strutture diverse dalle dighe; il preludio alla florida attività nel campo delle grandi strutture che caratterizzerà l'ISMES di Pier Luigi Nervi.

146

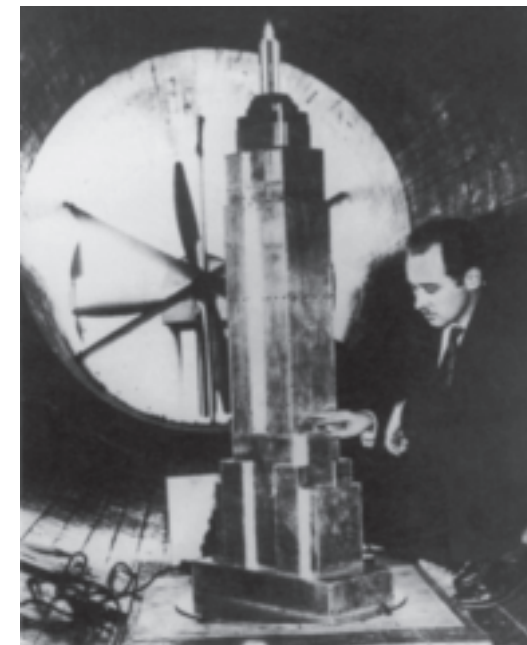
### Il modello aerodinamico della Torre di Montreal

Su incarico della Società Generale Immobiliare di Roma, l'ISMES si prepara quindi a realizzare due modelli, uno in piccola e uno in media scala, destinati a scopi differenti. Il più piccolo, del quale purtroppo non si sono conservate fotografie,<sup>73</sup> era finalizzato a prove aerodinamiche, condotte nella galleria del vento del Politecnico di Torino.

Il tema della verifica aerodinamica in galleria del vento mediante modelli merita una breve digressione. Lo studio della risposta in campo dinamico delle strutture era divenuto, almeno dalla metà degli anni Cinquanta,<sup>74</sup> una consuetudine, ma veniva spesso risolto schematizzando l'azione del vento in modo convenzionale attraverso un'azione pseudo-statica, come era avvenuto sul modello del Grattacielo Pirelli. Dagli anni Sessanta invece si comincia a fare pieno affidamento sulla sperimentazione in galleria del vento<sup>75</sup> di modelli in scala ridotta, seguendo un filone di ricerca già avviato da Otto Flachsbarth (1898-1957) in Germania e in particolare negli Stati Uniti per grandi grattacieli come l'Empire State Building<sup>76</sup> (e molti anni dopo le Twin Towers di Minoru Yamasaki).<sup>77</sup> Il vantaggio di questa tecnica era quello di poter sfruttare modelli di dimensioni ridotte (solitamente in scala 1:100) che quindi risultavano poco dispendiosi in termini economici e di tempo.

L'ISMES non possedeva una galleria del vento (del resto poco utile per le prove fino ad allora condotte), ma una simile struttura era perfettamente funzionante all'interno dell'Istituto di Aeronautica del Politecnico di Torino (oggi DIMEAS, già DIASP)<sup>78</sup> e perciò i due istituti avviarono una collaborazione sporadica ma significativa, dovuta con tutta probabilità a Guido Oberti, che era docente a Torino.<sup>79</sup> Nel Politecnico piemontese lo sviluppo di questo tipo di esperienze fu legato in particolar modo all'attività di Carlo Mortarino (1916-1993), che si laureò in In-

Il modello dell'Empire State Building sottoposto a prove aerodinamiche in galleria del vento, 1931 circa.



gegneria aeronautica nel 1939, ottenne la libera docenza in Aerodinamica sperimentale nel 1954 e due anni più tardi la cattedra di Aerodinamica presso la Facoltà di Ingegneria. Prima presso i Laboratori al Castello del Valentino, e dal 1959 presso la nuova sede del Politecnico in corso Duca degli Abruzzi (dove collaborò alla progettazione della galleria del vento), Mortarino svolse numerose prove sperimentali, tra cui quelle relative ad alcuni edifici di Pier Luigi Nervi.<sup>80</sup>

Il ponte Bergamo-Torino portò a rinunciare all'idea di far eseguire delle prove aerodinamiche a Montreal, per condurle invece sotto il più stretto

147

controllo degli italiani all'ISMES. Il modello venne così confezionato in scala 1:181 a Bergamo, e poi spedito a Torino all'ingegner Luigi Goffi, con l'obiettivo di trovare i coefficienti di pressione ( $c_p$ ) funzionali all'analisi dell'azione del vento, per intrecciare questi dati con quelli risultanti dal modello successivo. A tale scopo, nei modelli aerodinamici di questo tipo venivano realizzati dei fori in alcuni punti caratteristici, che collegati a manometri consentivano di rilevare la pressione statica prodotta dal flusso d'aria in cui erano immerse le strutture. Le misure ottenute, opportunamente interpolate, permettevano quindi di determinare l'intero andamento delle pressioni e, di conseguenza, di valutarne le sollecitazioni.

Non si conosce l'esatto materiale del modello, ma è ipotizzabile che esso sia stato realizzato in legno o con un impasto di resine sintetiche. Il rilievo delle pressioni sul modello, per una velocità di circa 36 m/s, fu effettuato per diverse condizioni di incidenza del vento sull'edificio: per un angolo  $\beta$  (angolo tra la direzione del vento a distanza dal modello e la normale a una delle pareti) pari a  $0^\circ$ ,  $10^\circ$ ,  $30^\circ$ ,  $45^\circ$ ,  $60^\circ$  e per un angolo  $\theta$  (angolo tra la direzione del vento a distanza dal modello e il piano degli assi dei grattacieli in schiera) uguale a  $0^\circ$ ,  $45^\circ$ ,  $90^\circ$ ,  $135^\circ$  e  $180^\circ$ .<sup>81</sup> Le prove sperimentali si basavano ancora sulla previsione di realizzare tre torri uguali affiancate, e tennero conto di queste condizioni per determinare l'andamento delle pressioni aerodinamiche, differenti per il grattacielo centrale rispetto a quelli laterali. Le prove aerodinamiche furono eseguite nell'estate del 1962, tra agosto e settembre.<sup>82</sup>

Senza nulla togliere al rigore scientifico delle prove condotte a Torino, è necessario sottolineare che negli stessi anni si stavano sviluppando esperimenti all'interno dei cosiddetti *boundary layer wind tunnels*, nei quali era possibile valutare gli effetti legati allo strato limite, al distacco dei vortici di turbolenza e ad



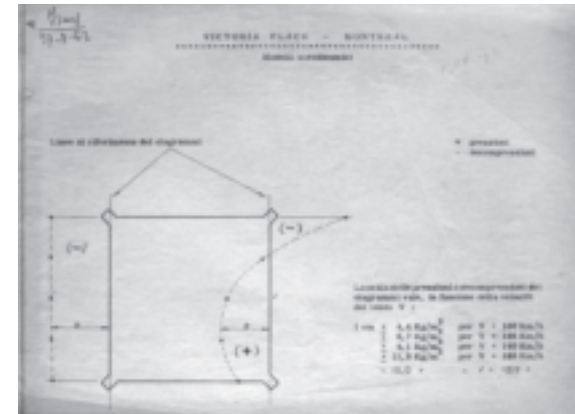
altri fenomeni. Pioniere di questo inedito approccio fu – insieme ad altri<sup>83</sup> – Alan G. Davenport (1932-2009),<sup>84</sup> che dalla fine degli anni Cinquanta pose le basi della moderna Ingegneria del vento, prima con la pubblicazione della sua tesi di dottorato presso l'Università di Bristol (Inghilterra) nel 1961 (con successive rielaborazioni e sviluppi)<sup>85</sup> e poi con la fondazione del Boundary Layer Wind Tunnel Laboratory di London in Ontario – proprio in Canada – nel 1965, ancora oggi centro attivo e all'avanguardia.<sup>86</sup> Questa tecnica si consoliderà poi a partire dall'inizio degli anni Settanta, richiedendo gallerie di lunghezza maggiore rispetto a quelle aeronautiche nell'ottica di simulare la rugosità del contesto (naturale e costruito) dell'opera reale.

Le gallerie del vento tradizionali invece, come quella utilizzata dal Politecnico di Torino, erano caratterizzate da flusso laminare, utile per lo studio del moto relativo di un solido e un fluido, e quindi erano più orientate all'aeronautica e all'automobilistica. In Italia infatti, anche a causa dell'incidenza relativamente bassa dei venti e soprattutto a causa del limitato sviluppo in altezza degli edifici, l'Ingegneria del Vento riferita alle costruzioni si sviluppò in modo significativo solo a partire dagli anni Ottanta.<sup>87</sup>

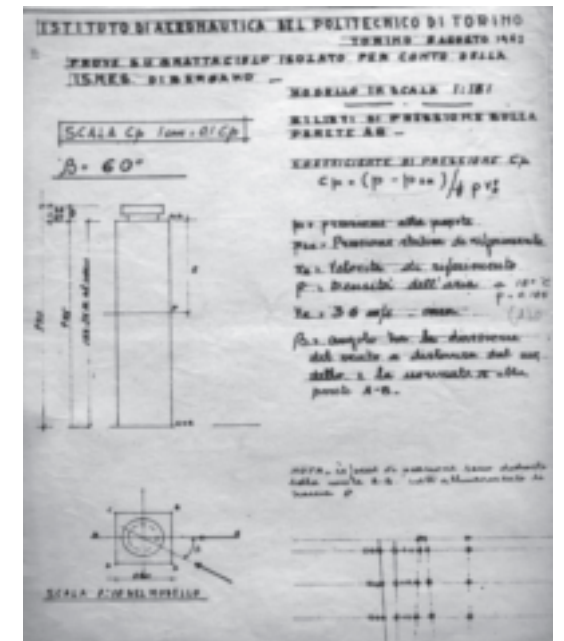
Il modello in scala 1:52,8 della Torre di Montreal

Nettamente più importante è l'altro modello della Tour de la Bourse realizzato in Italia, quello progettato e confezionato all'ISMES in scala 1:52,8 nel 1962. Esso aveva lo scopo di precisare il regime delle sollecitazioni e delle deformazioni conseguenti all'effetto del vento sul grattacielo isolato, la determinazione dei periodi propri e delle deformate corrispondenti ai primi "modi" naturali di vibrazione e il regime delle sollecitazioni causate dall'applicazione al piede dell'edificio di oscillazioni persistenti con frequenze pari a quelle dei modi naturali di vibrazione precedentemente rilevati.<sup>88</sup> Per il confezionamento di questo grande modello fu scelta la celluloida,<sup>89</sup> e quindi il regime statico del modello era di tipo puramente elastico, escludendo parzializzazioni delle sezioni resistenti. La scala adottata, che potrebbe apparire curiosa, non dipese da fattori come la traduzione di misure americane nel sistema metrico decimale, ma semplicemente dalla convenienza di impiegare laminati di dimensioni disponibili in commercio per la riproduzione dei diversi piani del grattacielo.<sup>90</sup> Poiché il progetto strutturale stava ancora attraversando una complessa e articolata precisazione dei suoi elementi costitutivi (altezza totale, altezza interpiano, posizione dei pilastri, numero degli ascensori eccetera)<sup>91</sup>, i tecnici dell'ISMES furono costretti a registrare diverse modifiche prima di pervenire al modello finale.<sup>92</sup> Come in altri casi,<sup>93</sup> anche questa volta il confezionamento e la verifica del modello furono condotti non a progetto concluso ma durante la sua definizione. Ad ogni modo, il modello venne preparato sulla base dei disegni forniti dallo Studio Nervi datati maggio-giugno 1962.<sup>94</sup>

Per realizzare il modello si fece ricorso ad alcune schematizzazioni, atte a semplificarne e accelerarne la preparazione senza inficiare i sacri vincoli della similitudine. Nello specifico: le dimensioni dei pilastri e della crociera centrale furono variati in modo discontinuo;<sup>95</sup> i solai nervati furono riprodotti con lastre a spessore



Diagrammi delle pressioni aerodinamiche sul modello della torre, 27 agosto 1962 (MAXXI, Roma).  
Istituto di Aeronautica del Politecnico di Torino, tavole di progetto delle prove aerodinamiche sul modello della Torre di Montreal, 5 agosto 1962 (MAXXI, Roma).



costante in modo da simularne correttamente la rigidità a flessione;<sup>96</sup> i rinforzi previsti nei solai in prossimità dei pilastri vennero schematizzati mediante un aumento locale dello spessore della lastra-solaio; infine, la *penthouse* fu riprodotta in forma semplificata, come una scatola quadrata sormontata da un disco cilindrico, con una massa complessiva pari a quella prevista per la struttura reale. Dopo la confezione del modello (attentamente documentata da un servizio fotografico), questo fu impostato mediante plinti di fondazione in celluloida su di un blocco di pomice e araldite che aveva la funzione di fondazione, e successivamente fissato su una grande piattaforma metallica.<sup>97</sup>

In un primo tempo si eseguirono prove statiche relative all'effetto del vento sull'edificio. Nel momento in cui si effettuarono queste prove, l'ISMES era in possesso dei diagrammi di carico del vento relativi al grattacielo isolato e a tre direzioni del vento rispetto alla normale a una faccia. Prima di procedere alle prove di carico sulla torre per le due condizioni  $\beta = 0^\circ$  e  $\beta = 30^\circ$ , si associò la buona corrispondenza dei valori delle pressioni aerodinamiche per  $\beta = 30^\circ$  e  $\beta = 60^\circ$  (cioè le condizioni di carico simmetrico rispetto al piano diagonale dell'opera), dimostrando la correttezza dei risultati ottenuti con il modello torinese. I carichi desunti dai diagrammi furono quindi applicati su cinque quote di due facce adiacenti,<sup>98</sup> e le prove furono condotte come d'abitudine per diversi cicli, partendo da un carico minimo fisso necessario per la stabilizzazione dell'impianto e degli strumenti.

Le prove eseguite sul modello in celluloida fornirono risultati molto soddisfacenti, complessivamente più favorevoli di quelli desunti con il solo calcolo, evidenziando ancora una volta la discrepanza tra "realtà" teorica e "realtà" sperimentale,<sup>99</sup> anche se, per quanto riguardava il caso di vento diretto normalmente a una faccia:

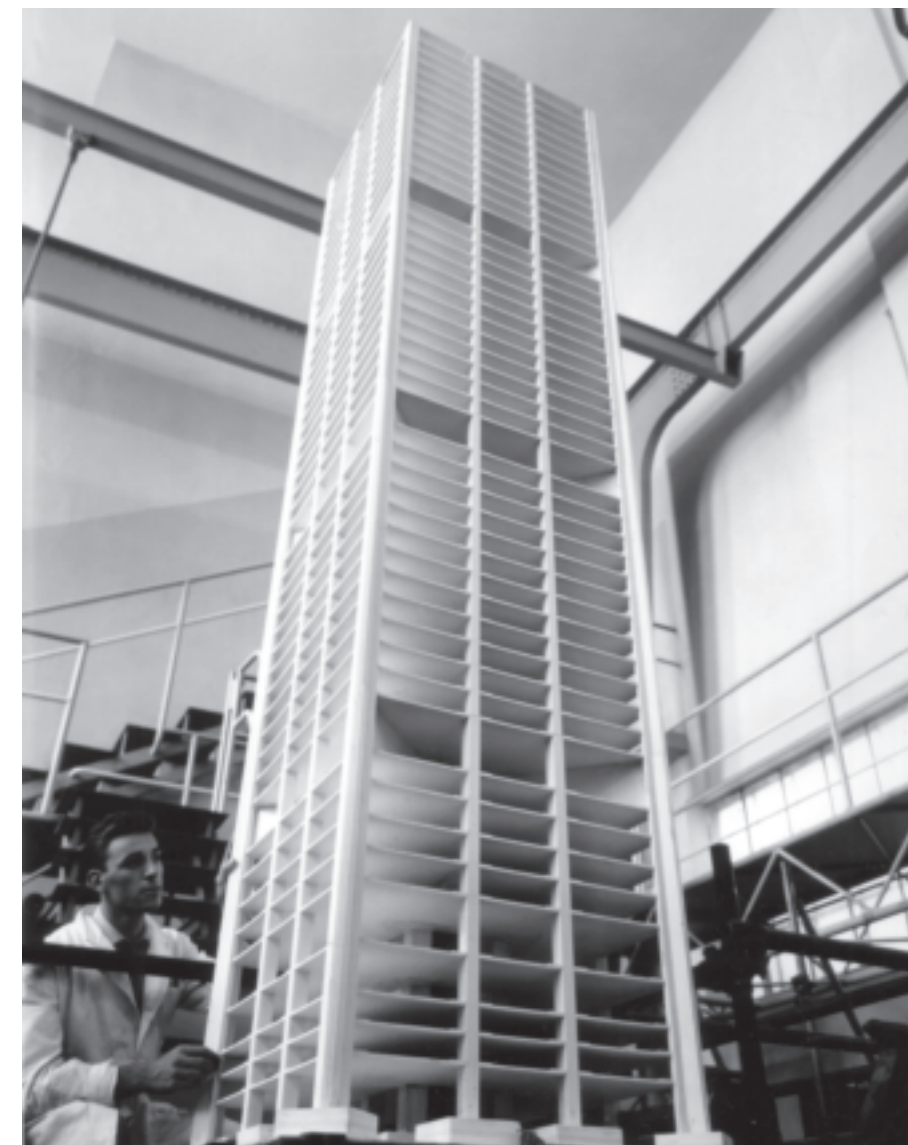
Confrontando la ripartizione teorica con quella sperimentale si nota che le previsioni di progetto risultano sostanzialmente confermate. L'intuizione di un funzionamento a grandi telai sovrapposti, non alterato in misura decisiva dalla presenza dei piani intermedi tra i piani tecnici, si è dimostrata corretta. Il modello che, a differenza del calcolo, poneva in conto anche i pilastri centrali di facciata ha, com'era logico, maggiormente valorizzato il sistema dei pilastri di fronte al nucleo centrale.<sup>100</sup>

Il diagramma delle frecce risultò praticamente lineare, presentando un valore massimo<sup>101</sup> modesto rispetto a quello di altri grattacieli. Per la seconda condizione di carico del vento (30°), la quale sollecitava la struttura anche a torsione, fu evidenziato un esame degli sforzi o delle deformazioni unitarie pressoché identico alla condizione precedente, mentre fu più significativo l'esame delle rotazioni del grattacielo intorno al suo asse verticale. Difatti «L'impressione istintiva di non grande rigidità torsionale ha consigliato di eseguire, a partire dal diagramma sperimentale delle rotazioni, una verifica sommaria della sicurezza della struttura di fronte all'instabilità torsionale (effetto Wagner)»,<sup>102</sup> che condusse a risultati soddisfacenti.

Dopo le prove statiche vennero affrontate quelle dinamiche per l'analisi degli effetti delle oscillazioni, non prima però di aver valutato approssimativamente il periodo proprio di vibrazione per oscillazioni flessionali e torsionali.<sup>103</sup> A questo punto si procedette al montaggio del generatore di oscillazioni persistenti,<sup>104</sup> costituito da due "vibrodine" (una da 400 kg ed una da 10.000 kg) della Losenhausen di Düsseldorf.<sup>105</sup> Controllato il corretto funzionamento della piattaforma si avviarono le prove dinamiche vere e proprie, secondo uno svolgimento molto semplice: un operatore azionava la vibrodina variandone lentamente la frequenza e producendo quindi un moto di tipo sinusoidale ad ampiezza costante e frequenza lentamente crescente al piede del grattacielo; contemporaneamente un altro operatore registrava con l'oscillografo le indicazioni prodotte dai flessimetri o dagli estensimetri, ripetendo tali operazioni fino ad ottenere tutte le frequenze significative per il problema. L'esame dei diagrammi di registrazione fece emergere che i valori delle deformazioni del modello erano generalmente molto piccoli e quindi privi di significato statico, eccezion fatta per i valori registrati in corrispondenza dei moti al piede di frequenze intorno a 5, 15, 30, 50 Hz. Per queste quattro frequenze vennero quindi effettuati degli approfondimenti.<sup>106</sup> Con un oscillatore a un grado di libertà a frequenza variabile si valutò poi lo "spettro" delle ampiezze e delle accelerazioni, applicate al piede della torre mediante le due vibrodine. Poiché queste oscillazioni avevano un carattere stazionario, lo spettro non si scostava molto da un involuppo di ordinarie curve di risonanza per sistemi smorzati.

Le prove si conclusero intorno al 31 agosto 1962,<sup>107</sup> e a settembre fu stilata la relativa relazione di laboratorio a firma di Enzo Lauletta e Guido Oberti, con la seguente considerazione: «Un confronto fra lo "spettro" dei terremoti-modello e lo "spettro" che si ritiene il più significativo per la zona in cui sorgerà il grattacielo, fornirà (attraverso i rapporti tra le due serie di valori di "amplificazioni dinamiche") il rapporto tra il carico sismico applicato al modello ed il carico sismico da considerarsi "normale"»,<sup>108</sup> che risulterà di piena sicurezza.

Modello in scala 1:52,8 della Torre di Montreal all'ISMES, 1962 (Archivio Storico ISMES).



La questione sismica in Italia e all'estero

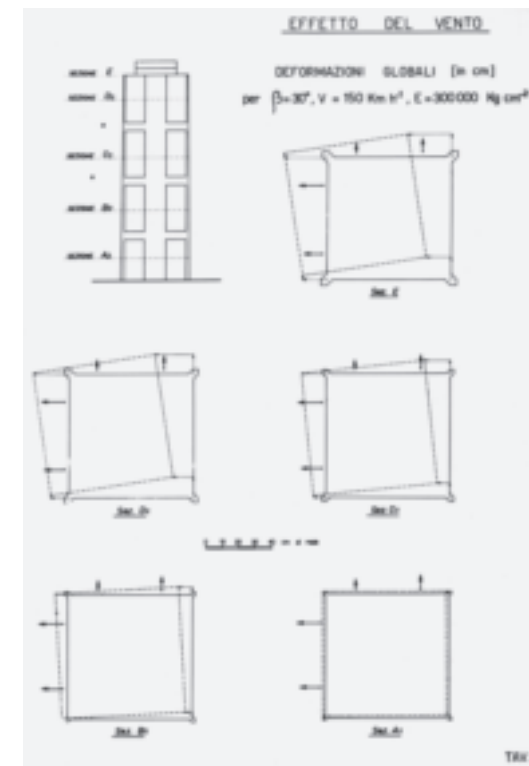
La relazione sopra citata non è però sufficiente per spiegare la complessità dei temi toccati e l'incidenza delle prove sperimentali sull'evoluzione del progetto strutturale. Sebbene le dimensioni del modello del Grattacielo di Montreal non eguagliassero la mole del titanico modello del Pirelli, e nonostante questa volta non fossero previste prove a rottura, il raggio d'azione su cui Oberti e colleghi si cimentarono fu altrettanto stimolante e fors'anche più complesso. Ad esempio, fino ad ora si è volutamente lasciata in secondo piano la questione sismica, tema che in quegli anni



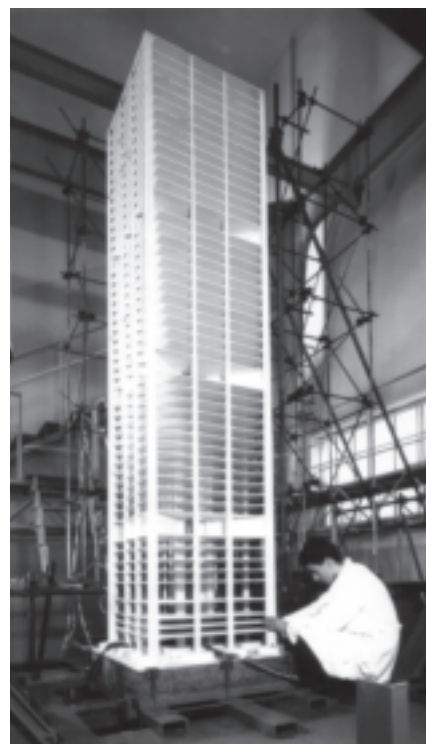


\_ Confezionamento del modello in scala 1:52,8 della Torre di Montreal all'ISMES, 1962 (Archivio Storico ISMES).

152



153



\_ Modello in scala 1:52,8 della Torre di Montreal all'ISMES durante le prove di carico, 1962 (Archivio Storico ISMES).

\_ Effetti del vento sul modello in scala 1:52,8 della Torre di Montreal all'ISMES, 1962 (Archivio Storico ISMES).

\_ Modello in scala 1:52,8 della Torre di Montreal all'ISMES, 1962 (Archivio Storico ISMES).

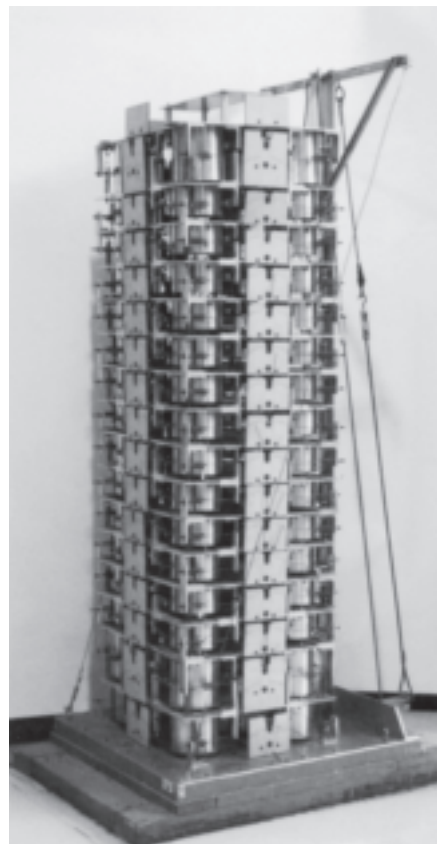
stava emergendo come uno dei più attuali e complessi e che per questo merita di essere almeno sinteticamente illustrato.

Verso la metà degli anni Cinquanta l'analisi degli effetti delle azioni sismiche sulle strutture – e più in generale l'Ingegneria sismica – cominciò a divenire uno dei campi di studio più seguiti a livello internazionale, con eccellenze ed esperienze pionieristiche soprattutto in quei Paesi che erano maggiormente afflitti da questo tipo di eventi naturali. Del resto il problema dell'effetto dei terremoti sugli edifici era già stato affrontato in Giappone, negli anni Ottanta dell'Ottocento, dall'ingegnere inglese John Milne (1850-1913), il quale fondò nel 1880 il Seismological Institute of Japan. Sempre in Giappone, nel decennio successivo, Fusakichi Omori (direttore del Seismological Institute of Japan) svolse i primi esperimenti su una specie di tavola vibrante. L'Istituto chiuse i battenti nel 1892, ma Milne tornò in patria per fondare il Shide Seismological Observatory. In Giappone gli studi continuarono con la pubblicazione da parte dell'ingegnere Riki Sano (1880-1956) di *Earthquake Resistant Building* (1915); mentre nel 1924 venne fondato il Tokyo's Earthquake Research Institute. La California era stata l'altro avamposto in questo settore: dopo il devastante terremoto di San Francisco del 1906, anche all'Università di Stanford fu costruita una *shaking machine* per simulare le azioni sismiche, e negli anni Venti si svilupparono diversi esperimenti con tavole vibranti presso il California Institute of Technology (Caltech). Uno studio importante fu poi quello condotto nel 1930-1931 da Lydik Jacobsen (1897-1976), direttore del Vibration Laboratory di Stanford

(già incontrato al convegno dei Lincei nel 1955), per l'edificio multipiano Olympic Club a San Francisco attraverso un modello posto su tavola vibrante, seguito l'anno successivo dalle prove su un modello in scala 1:40 dell'Alexander Building.<sup>109</sup>

Non è un caso dunque che la prima Conferenza mondiale di Ingegneria sismica si sia tenuta a Berkeley, in California, nel 1956<sup>110</sup> e la seconda in Giappone, nel 1960.<sup>111</sup> Se nel complesso in quegli anni l'Italia non si dimostrava all'avanguardia in questo settore, un contributo decisivo fu apportato proprio dall'ISMES, in modo graduale, a partire dalla metà degli anni Cinquanta. Poco tempo dopo la sua nascita, infatti, l'Istituto bergamasco iniziò a predisporre le basi per allargare la sua attività nel campo delle prove dinamiche vere e proprie (nettamente distinte cioè da quelle "pseudo dinamiche" condotte sul modello del Grattacielo Pirelli),<sup>112</sup> giungendo ad ottenere, intorno al 1954-1955,<sup>113</sup> un impianto specificamente dedicato alle prove sismiche con vibratorii elettromagnetici, che utilizzato per la prima volta sui modelli per la Diga di Ambiesta nel corso del 1955 e del 1956.<sup>114</sup> Senza entrare nel dettaglio delle potenzialità tecnico-scientifiche permesse da questa attrezzatura, per cui si rimanda a testi specifici,<sup>115</sup> è importante notare la partecipazione di Guido Oberti alla citata conferenza di Berkeley e successivamente – insieme a Enzo Lauletta – a quella di Tokyo e Kyoto, durante le quali furono presentati due contributi di rilievo.<sup>116</sup> La memoria del 1956 è particolarmente significativa, in quanto Oberti – che si serve anche delle fotografie e dei disegni del modello in scala 1:15 del Grattacielo Pirelli per documentare lo stato dell'arte di questo settore in Italia – afferma come l'ISMES disponga di un impianto unico in Europa per lo studio degli effetti dei sismi:<sup>117</sup> un'eccellenza confermata dalla quantità di dighe estere qui testate nella seconda metà degli anni Cinquanta mediante l'utilizzo della vibrodina.<sup>118</sup>

La questione sismica – e dinamica in generale – era stata uno dei primi temi toccati da Danusso: da poco laureato, nel 1909 egli vinse il Concorso internazionale di idee e progetti per l'edilizia antisismica bandito dal Collegio degli Ingegneri e degli Architetti di Milano<sup>119</sup> in risposta al catastrofico terremoto che colpì Messina e Reggio Calabria il 28 dicembre 1908, e continuò a occuparsi dell'argomento producendo numerosi scritti in materia<sup>120</sup> fino alla promozione, all'interno del Seminario Matematico e Fisico di Milano e in collaborazione con il Politecnico di Milano, di



Modello in scala 1:40 dell'Alexander Building di San Francisco, utilizzato per misurare le deformazioni indotte da azioni sismiche, 1932-1933.

un corso sulla Meccanica delle vibrazioni nel 1949. Nel dopoguerra questo settore venne ripreso in particolare da Enzo Lauletta,<sup>121</sup> che insieme ad altri colleghi dell'ISMES (ad esempio Aldo Castoldi)<sup>122</sup> e con il contributo del Consiglio Nazionale delle Ricerche (Gruppo di ricerca "Ingegneria sismica") contribuirà a dotare l'istituto di attrezzature sempre più all'avanguardia<sup>123</sup> e alla fondazione dell'International Center of Earthquake Engineering,<sup>124</sup> che avviò corsi di Ingegneria sismica per laureati con il finanziamento di CNR e UNESCO dal 1967 al 1969. La costituzione ufficiale di questo importante organismo avverrà nel 1968, secondo lo statuto firmato dal presidente dell'ISMES: il prof. dr. ing. Pier Luigi Nervi.<sup>125</sup>

#### La questione sismica a Montreal

A proposito della questione sismica nel caso specifico della Torre di Montreal, prima di affrontare qualsiasi verifica – teorica o sperimentale – occorre risolvere un interrogativo fondamentale: in base a quali criteri e a quali regolamentazioni valutare la sanità del grattacielo rispetto a queste azioni? Il dilemma attanaglia il team di progettazione sin dall'inizio, e da subito si cercano risposte attraverso il nutrito gruppo di consulenti d'oltreoceano.<sup>126</sup> Il regolamento edilizio di Montreal indicava infatti norme abbastanza superficiali, che non potevano essere sufficienti per il calcolo di una struttura eccezionale come quella pensata da Moretti e Nervi. Esso richiedeva la progettazione sismica degli edifici mediante un procedimento basato su forze di carattere statico equivalenti a quelle di carattere dinamico generate dai terremoti: un'analisi utile in fase preliminare ma che «non può garantire la incolumità degli edifici, come è stato recentemente dimostrato in modo spettacolare a Città del Messico, dove strutture calcolate secondo il regolamento messicano, con criteri simili a quelli del regolamento canadese, sono andate in parte distrutte».<sup>127</sup> Del resto, dal momento che «la città di Montreal ... accetta una buona razionalizzazione del problema; sono forse più severe le società di assicurazione per fornire le ipoteche»,<sup>128</sup> all'inizio si decide di considerare valori prudenziali, ma in seguito si pensa di abbassare il livello di guardia sfruttando anche la flessibilità della classificazione adottata nella città canadese, che si trovava a cavallo di due aree con un diverso grado di sismicità. Infatti da qualche anno «le ferriere che forniscono le strutture in acciaio calcolano queste per zona 2 anziché per zona 3 ... approfittando del fatto che la linea di demarcazione tra le due zone passa pressoché sopra la città».<sup>129</sup>

Dal punto di vista normativo la questione è quindi incerta, in buona parte affidata a un'interpretazione soggettiva che riflette un'impreparazione generalizzata delle amministrazioni in merito a dibattiti scientifici in rapida evoluzione. Ai nostri fini basta sottolineare che parecchi mesi dopo, nel maggio del 1962 (proprio quando sta iniziando la preparazione del modello presso l'ISMES), si prende finalmente la decisione di condurre la verifica al terremoto delle strutture della torre applicando le formule del National Building Code of Canada relative alla zona 3 (ritornando perciò su valori prudenziali), completate da una verifica a torsione basata sulle direttive del *Californian Code*, a quel tempo l'unico regolamento ufficiale nordamericano che trattava l'argomento.<sup>130</sup> Per essere certi della sanità strutturale del progetto vengono insomma accorpati due regolamenti, per ovviare alle lacune della



normativa locale. L'integrazione di due diversi codici, da applicarsi su un problema di tale portata, si riflette anche sull'iter sperimentale condotto all'ISMES, portando a procedimenti empirici e teorici articolati e spesso interagenti, ai quali si rimanda per un'analisi approfondita.<sup>131</sup> Una sintesi dei risultati ottenuti è fornita da Oberti e Lauletta, in conclusione della seconda relazione redatta a commento delle prove sul modello:

Si deve quindi concludere: gli studi sperimentali hanno messo in evidenza che il grattacielo può sopportare un forte terremoto (parecchio più gravoso di quello che le norme obbligano a considerare) con sforzi che sono di poco superiori a quelli già previsti in sede di calcolazioni regolamentari, che inoltre risultano dello stesso ordine per i vari elementi strutturali. Tale ottimo risultato si deve congiuntamente alla ridistribuzione dei momenti flettenti tra i vari elementi resistenti messa in luce dalle prove, ed al criterio di progetto che ha felicemente assegnato maggiori riserve proprio ai pilastri d'angolo sui quali maggiormente viene a gravare la differenza tra il forte terremoto che si vuole considerare e quello ipotizzato nei calcoli regolamentari.<sup>132</sup>

L'intuito nerviano trionfa un'altra volta. Detto questo, il modello non si limitò però a celebrare la genialità del progettista, ma contribuì in maniera sostanziale alla precisazione dei suoi elementi costitutivi. La comprensione di questi aggiustamenti ci è fornita in parte da un foglio manoscritto di appunti,<sup>133</sup> datato 10 maggio 1963 (quindi molti mesi più tardi rispetto alla conclusione delle prove), che evidenzia i punti in cui la teoria era stata confermata o smentita dalla realtà (ovviamente la realtà simulata in laboratorio).

Nel nucleo centrale della torre la discrepanza era stata notevole, in quanto l'analisi sperimentale dichiarava che esso avrebbe ricevuto alla base solo il 25% del momento rovesciante generale e non il 50% circa preventivato attraverso il calcolo. Al contrario, il modello aveva messo in evidenza che i solai dei piani tipo erano sollecitati a flessione in una certa percentuale anche dalle azioni sismiche, e che quindi dovevano essere dimensionati con maggiore cautela rispetto a quanto predetto. Una situazione più gravosa si manifestava anche nei telai di facciata, i quali secondo il modello assorbivano una percentuale del momento totale rovesciante (terremoto e vento): nel calcolo teorico invece a questi telai era stata affidata solo la resistenza al momento torcente dovuto al sisma, portando a considerare, agli effetti delle azioni esterne, circa il 22% in meno di momento rovesciante.<sup>134</sup> In altri punti invece – ad esempio nel sistema composto dalle travi dei piani tecnici + solai, oppure nei pilastri d'angolo – le predizioni teoriche relative alla percentuale di momento dovuto al terremoto effettivamente assorbito da queste strutture erano in linea con quelle sperimentali, ma entrambe cadevano in fallo per non aver considerato una serie di variabili che era possibile considerare solo avendo una visione generale del problema.<sup>135</sup> In sintesi, «il modello mise in evidenza una certa debolezza torsionale della struttura sotto l'effetto di azioni orizzontali non simmetriche, che fu eliminata rinforzando opportunamente le strutture di irrigidimento, previste in corrispondenza dei piani tecnici. Circostanza questa che non sarebbe mai stato possibile individuare con uno studio solamente teorico».<sup>136</sup> I solai tipo, e in particolare le travi perimetrali, furono così dimensionati con una certa esuberanza.

## Il modello della scala elicoidale di Montreal

A riprova della versatilità dell'ISMES, tra la fine del 1963 e i primi mesi del 1964 a Bergamo venne confezionato e testato un ulteriore modello elastico, questa volta relativo alla scala elicoidale ellittica in cemento armato ideata da Moretti per l'accesso ai livelli commerciali della torre,<sup>137</sup> sulla quale nel maggio del 1965 sarà installato un gigantesco lampadario in vetro colorato di Murano.<sup>138</sup> Lo scopo del modello, che riproduceva i vincoli esterni della struttura, era quello di determinare il regime statico rispetto ai carichi d'esercizio, i momenti di incastro e i momenti torcenti sia per sovraccarico accidentale uniformemente distribuito sia per sovraccarico accidentale limitato alla metà interna o esterna (e quindi per sovraccarichi asimmetrici rispetto all'asse della scala).<sup>139</sup> Il modello fu confezionato in scala 1:10 in base ai disegni forniti dallo Studio Nervi, impiegando un impasto di araldite e sabbia di spiccate qualità elastiche.<sup>140</sup> Come attrezzatura di carico si utilizzarono semplici pesetti applicati inferiormente alla struttura mediante lunghi fili.<sup>141</sup> Per comodità sperimentale<sup>142</sup> il carico applicato sulla struttura fu pari a  $1.000 \text{ kg m}^{-2}$ , cioè circa il doppio rispetto al carico di progetto, e in aggiunta fu effettuata anche un'esperienza di torsione, per facilitare eventuali studi interpretativi dei risultati.<sup>143</sup> Le prove furono svolte da Enzo Lauletta con la supervisione di Guido Oberti e si conclusero nel febbraio del 1964.

Dall'analisi delle prove sperimentali sviluppate per la Tour de la Bourse canadese emerge nitidamente come, al pari di molti altri casi già analizzati (uno per tutti, quello del Grattacielo Pirelli), esse non condussero a importanti stravolgimenti del progetto strutturale nerviano, ma piuttosto alla definizione e all'ottimizzazione dei dettagli di un'intuizione statica già corretta in principio. È però proprio nella calibrazione di questi dettagli – lo spessore di un solaio, l'altezza di una trave perimetrale eccetera – che la ricerca sui modelli si dimostrava vincente, perché dai suoi risultati affioravano i punti di discordanza tra la pura teoria e una realtà che doveva tenere conto di variabili ben più complesse di quelle governabili attraverso il solo calcolo. Allontanandosi poi dai singoli problemi strutturali che queste esperienze misero in luce, è possibile far venire a galla numerosi temi di carattere più generale, che possono aiutare a comprendere meglio il significato di questi modelli all'interno della “fase internazionale” dell'opera nerviana, e al legame sempre più stretto con l'attività dell'Istituto bergamasco. Per l'ingegnere questa fu la prima occasione per sfruttare in modo significativo la modellazione strutturale per un'opera da costruirsi al di fuori dei confini nazionali, dimostrando anche all'estero di essere provvisto non solo di una fantasia fuori dal comune ma anche di solide basi scientifiche per garantirne il successo. Per l'ISMES, in maniera quasi analoga, questo fu il banco di prova che segnò l'inizio di un intenso periodo di attività internazionale (con ovvi benefici sul piano commerciale e a livello di prestigio) nel campo delle grandi strutture per edifici, proprio negli anni in cui la richiesta di dighe stava lentamente scemando per i fattori evidenziati in precedenza. Per entrambi, insomma, un fondamentale allargamento degli orizzonti geografici e professionali.

Le verifiche sperimentali possono però essere lette anche come uno degli strumenti con i quali Nervi fu capace di affermare il proprio ruolo all'interno di una macchina progettuale divisa tra Italia e Canada. La distanza geografica tra il sito di

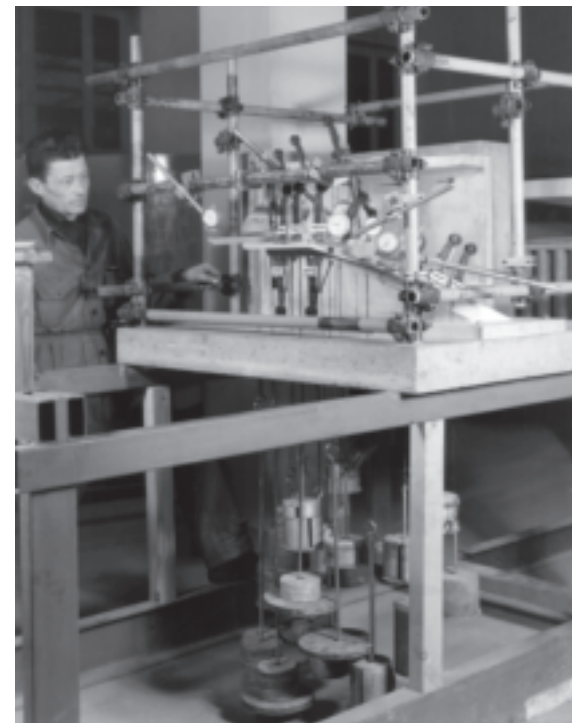


La scala elicoidale della Torre di Montreal.

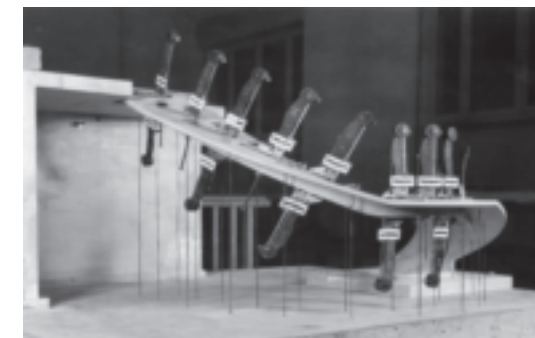
158

progetto e la base strategica dello Studio Nervi a Roma è infatti un elemento che non va sottovalutato: essa comportò non poche complicazioni – e anche attriti con i progettisti canadesi – durante l'elaborazione della soluzione strutturale, in particolar modo a causa dell'obbligo di calibrare ogni passo in sintonia con i regolamenti locali. In questo senso, il fatto di far svolgere le prove su modelli a Bergamo contribuì ad affermare il controllo di Nervi sul progetto strutturale, che altrimenti sarebbe stato delegato in misura più consistente a D'Allegre & Barbacki. Il contributo dello studio di ingegneria canadese fu infatti sicuramente fondamentale – nel bene e nel male<sup>144</sup> – ma grazie anche alle competenze scientifiche dell'ISMES Nervi fu in grado di confermare la sua autorevolezza. Autorevolezza che emerge in maniera significativa già dall'attento controllo esercitato per la verifica sperimentale del solaio tipo a Montreal, per la quale dall'Italia Nervi avanza suggerimenti e critiche molto dettagliate, dimostrando la propria competenza sia come progettista sia come sperimentatore.

Da un punto di vista più tecnico, inoltre, le prove svolte all'ISMES si distinsero per la quantità di temi affrontati, che spaziano dall'analisi statica a quella dinamica, dallo studio aerodinamico a quello effettuato in campo sismico, fino all'analisi di un elemento di dettaglio quale la scala elicoidale ellittica in cemento armato, a riprova della duttilità delle competenze della Scuola di Arturo Danusso, ora affidata nelle mani di Nervi. Le fonti purtroppo tacciono sulle esatte dinamiche di questo passaggio di consegne, ma si può supporre che proprio l'assidua (e remunerativa) collaborazione tra Nervi e l'ISMES a proposito del progetto canadese abbia contribuito alla sua elezione.



Modello della scala elicoidale all'ISMES, 1963-1964 (Archivio Storico ISMES).



159

### I modelli di Nervi conquistano il mondo

Negli anni Sessanta Pier Luigi Nervi è uno dei simboli del *made in Italy* in tutto il mondo. La diffusione geografica della sua opera – sulla carta delle riviste specializzate o attraverso le molteplici commesse che gli vengono proposte – è infatti oramai globale, e lo obbliga a confrontarsi con il problema della distanza tra la sua base logistica – lo Studio Nervi a Roma – e le diverse nazioni in cui è chiamato ad operare. Questo problema viene affrontato sfruttando strategie imprenditoriali e relazionali diversificate, per le quali l'ISMES rivestì un ruolo significativo e peculiare. Questo aspetto è già emerso a proposito delle verifiche sperimentali condotte per la Tour de la Bourse di Montreal, il cui controllo progettuale da parte di Nervi e Moretti fu però certamente semplificato dal fatto che la Committenza era italiana, con base proprio a Roma. Diverso sarà invece il caso di molte delle opere progettate negli anni Sessanta e Settanta, quando l'ingegnere si troverà davanti interlocutori stranieri.

Gli Stati Uniti furono una delle nazioni che più ricercò la mano – e soprattutto la firma – di Pier Luigi Nervi. Il legame dell'ingegnere con gli *States* fu infatti – malgrado egli non parlasse l'inglese! – densissimo e per certi versi inspiegabile,<sup>145</sup> e va fatto risalire almeno ai primi anni Cinquanta, quando il suo nome comparve nella lista dei progettisti italiani all'UIA di New York del 1952.<sup>146</sup> Durante tutto questo decennio, la fama di Nervi in America crescerà esponenzialmente<sup>147</sup> attraverso la sua attività di oratore, unita a quella di progettista e di imprenditore, ma i grossi



incarichi arriveranno negli anni Sessanta, e la progettazione di buona parte di tali edifici – ed è su questi che ci soffermeremo – fu portata avanti ricorrendo a modelli strutturali in scala ridotta. Mettendo per ora da parte il caso emblematico della Cattedrale di San Francisco, a cui sarà interamente dedicato il prossimo capitolo, si può partire dalla *East Coast*, e più precisamente da Norfolk, Virginia.

### I modelli strutturali per Norfolk

La vicenda progettuale che coinvolse lo Studio Nervi nella progettazione del Cultural and Convention Center di Norfolk può essere fatta cominciare alla fine del 1965. Il 9 novembre infatti Nervi viene contattato dalla città statunitense, che gli chiede di definire un Piano di sviluppo per un nuovo complesso di edifici, e in particolare di un «palazzo dello sport e delle riunioni». <sup>148</sup> Il sindaco di Norfolk, colpito dalle immagini delle opere di Nervi apparse sulle sue pubblicazioni americane, <sup>149</sup> aveva infatti scritto all'«architetto»:

We have \$ 11 million available for this project, and after reviewing your two books, "Structures" and "Buildings, Projects, Structures – 1953-1963", the Council, the City Manager, the Director of City Planning and the Executive Director of our Housing and Redevelopment Authority have jointly agreed that with your vast experience in this field you could design for the City of Norfolk a unique structure which would enhance and compliment our Civic Center designed by Vincent G. Kling and Associates, a new bank building, which will be the highest structure in the State of Virginia and designed by Skidmore, Owens [sic] and Merrill; and we are hopeful that you will consider this a challenging project worthy of your great talents. <sup>150</sup>

La risposta è affermativa, e poche settimane dopo il figlio Antonio si reca a Norfolk per stabilire personalmente i termini dell'incarico, che prenderà forma a dicembre. Di questo mese è la firma di Pier Luigi Nervi sul contratto stipulato con la città, <sup>151</sup> che lo nomina «consulente»: l'incarico prevede innanzitutto la stesura di un progetto preliminare per un'arena con 12.000 posti a sedere (la Norfolk Scope Arena), un teatro per 2.500 spettatori e un salone per esposizioni di area pari a 40.000-80.000 piedi quadrati; ma anche parcheggi, l'esame delle funzioni e l'organizzazione dello scorrimento del traffico interno, l'individuazione delle esigenze del sistema stradale eccetera. <sup>152</sup> Un Nervi «urbanista», verrebbe da dire, che si impegna a fornire tutti gli elaborati richiesti entro la fine del marzo successivo.

I documenti conservati ci traghettano rapidamente nel gennaio del 1967, quando il progetto preliminare della Norfolk Scope Arena sta entrando nel vivo. La struttura generale dell'edificio – un'ambiziosa cupola ribassata in cemento armato (da realizzarsi con la prefabbricazione strutturale <sup>153</sup>) a pianta circolare di circa 134 metri di diametro e 30 di altezza, sostenuta da 24 pilastri inclinati – è difatti complessivamente definita, ma necessita di essere dimensionata nel dettaglio: onere non da poco, se si considera che grazie alle sue dimensioni fu eletta la cupola in calcestruzzo più grande al mondo.

L'eccezionalità della struttura – che a un primo sguardo richiama il Palazzetto dello Sport di Roma realizzato in collaborazione con Vitellozzi, nonostante le profonde differenze – spinge Nervi a pensare alla sua fidata équipe bergamasca, preparando abilmente il terreno al fine di far ottenere all'ISMES la prestigiosa e redditizia

verifica sperimentale del *Dome* americano. Difatti Mario Nervi, in maniera analoga a quanto avrebbe fatto il padre, pone astutamente il problema a Werner Blum – ingegnere associato dello Studio Fraioli-Blum-Yesselman (FBY), il partner locale di Nervi per le strutture per l'edificio di Norfolk – scrivendogli:

the study of the dome under the wind load is extremely complex. And this because there are to be taken in account the elastic characteristics of the dome, of the supporting columns and of the tension ring ... Besides, the actions transmitted under the wind load from the dome to the foundations depends also on the characteristics of the "neoprene" supports. The values we indicated for the reactions in the supports are the result of synthetic considerations and therefore must be considered as approximate. A more careful research however should not cause in our opinion considerable modifications. <sup>154</sup>

Premesso ciò, Mario arriva al dunque:

We think it therefore absolutely indispensable to add to the analytical research a model test. For this reason we have asked the ISMES of Bergamo to provide us with a precise estimate (the ISMES is the experimental institute for the test models which we told you about in occasion of our last meeting here in Rome). We shall receive it next week, but we can anticipate you that the cost will be about \$20,000. <sup>155</sup>

Mario parla al plurale, e difatti le sue parole rispecchiano fedelmente il credo e la strategia persuasiva paterna: l'indispensabile ricorso alla modellazione, l'aperta propaganda pubblicitaria in favore dell'ISMES. L'Istituto, prontamente allertato <sup>156</sup>, fornisce allo Studio Nervi un preventivo di massima per la realizzazione di prove sperimentali su un modello aerodinamico in legno e un modello statico in resina sintetica e sabbia. Il primo, in scala 1:100, sarebbe stato costruito a Bergamo ma testato nella galleria aerodinamica del Politecnico di Torino, mentre il secondo avrebbe fatto tesoro dei risultati ottenuti dal precedente per analizzare la risposta della struttura rispetto a peso proprio e vento. <sup>157</sup> Ricevuto il preventivo, ha inizio una astuta campagna promozionale finalizzata a riscuotere il benessere di E. Bradford Tazewell, l'architetto di Norfolk incaricato dell'effettiva progettazione dell'edificio. <sup>158</sup>

La strategia è sottile, e merita un'analisi dettagliata. Il 19 febbraio 1967, mentre si trova in aereo tra Tel Aviv e Zurigo, Werner Blum scrive – su un foglio della *Swiss Air* – al figlio di Nervi di aver corretto la bozza di una lettera inviata dallo stesso Mario al suo studio (FBY), in modo da renderla «somewhat firmer in tone». <sup>159</sup> La nuova versione della lettera recita:

Dear Mr. Blum ... The dome structure is extremely complex, especially in regard to the severe wind loading that must be considered for the Norfolk area. The distribution of the stressed in the various parts of structure (the vault itself, the upper ring beam, the buttresses, the lower tension ring, the lower columns and foundations) can be analysed and calculated only by means of certain assumption and hypothesis. Although I am convinced that this approach is reasonable and safe, I considered it essential that the assumptions and hypothesis be verified by mean of model test. In case of particularly complex structure I have had in the past the benefit of the assistance of ISMES in Bergamo in the conduct of model tests. I consider this institute the best equipped and most competent in its field in the world. <sup>160</sup>

Insomma Mr. Blum sta scrivendo a se stesso, ed evidentemente è d'accordo con la proposta dello Studio Nervi di far costruire e testare alcuni modelli dell'edificio in Italia. Per non esagerare, Mr. Blum (cioè Mario Nervi) si auto-scrive che



\_ Norfolk Scope Arena, Norfolk (VA), 1965-1971 (foto ©Massachusetts Institute of Technology).

162

non avrebbe avuto niente da obiettare se (egli stesso) avesse preferito affidare questo compito a un qualche istituto di ricerca americano.<sup>161</sup> La lettera ufficiale, che riporta lo stesso testo scritto in aereo, viene spedita da Pier Luigi Nervi a Mr. Blum il 23 febbraio 1967,<sup>162</sup> e il destinatario non attende molto prima di inoltrarla all'architetto Tazewell, con qualche riga di accompagnamento che tesse nuovamente le lodi dell'ISMES:

The research institute recommended by Prof. Nervi enjoys an excellent reputation and we have no objections whatsoever that the tests be conducted there. Furthermore, the fee quoted in a previous letter for the model test is without doubt considerably below that which would have to be charged by an American institution of equal standing.<sup>163</sup>

Bravi, insomma, e poco cari: è questo il biglietto da visita costruito dai Nervi e da Blum, con un certo conflitto d'interessi dato dal fatto che Pier Luigi stava celebrando proprio l'Istituto di cui era presidente, senza fare un accenno diretto a questo dettaglio. Tale presentazione funziona, tanto che il 10 marzo Bradford Tazewell risponde succintamente con un telegramma: «Approval granted for the ISMES models not to exceed eighteen thousand dollars Please confirm Brad».<sup>164</sup> Ha così inizio a Bergamo la preparazione dei due modelli dell'Arena di Norfolk, quasi contemporaneamente al completamento del progetto preliminare da parte dello Studio Nervi.<sup>165</sup>

Il modello in scala 1:50 della Norfolk Scope Arena

Il primo modello che vale la pena di analizzare è quello elastico. Ufficialmente commissionato all'ISMES dallo Studio FBY, esso era finalizzato all'analisi del comportamento statico della struttura rispetto al peso proprio, al vento e alla neve, secondo due diverse condizioni di vincolo del grande anello periferico precompresso. Ulte-

163

riore scopo del modello era quello di determinare i periodi naturali della cupola, attraverso alcune prove dinamiche.

Come al solito, il modello – confezionato in scala 1:50 con un impasto di araldite, sabbia e opportuni additivi,<sup>166</sup> operante quindi nel solo campo elastico – simulava la conformazione della struttura nei suoi dettagli più significativi, con qualche semplificazione dettata da esigenze di laboratorio: ad esempio le losanghe romboidali previste per l'intradosso della cupola furono ridotte alla metà. Le colonne verticali a sostegno del grande anello, aventi altezza variabile, furono fissate a un blocco di calcestruzzo di base di rigidità praticamente infinita.<sup>167</sup> Per le prove statiche fu allestita un'apparecchiatura composta da una piattaforma rigida in acciaio a cui furono collegati degli anelli in gomma di alta deformabilità, a loro volta legati al modello tramite fili d'acciaio. Il carico fu applicato facendo abbassare la piattaforma mediante martinetti idraulici, e per questo procedimento il modello fu suddiviso in 384 piccoli elementi, la cui altezza fu simulata dalle corrispondenti forze concentrate applicate sul loro baricentro.<sup>168</sup>

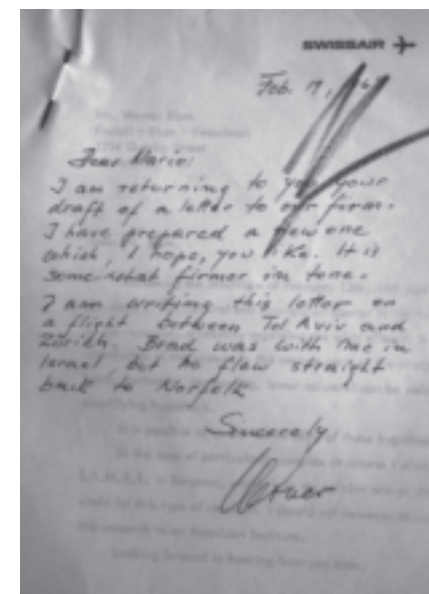
Le prove statiche furono di due diversi tipi. Nella prima serie il grande anello precompresso al piede dei pilastri inclinati fu fissato alle colonne verticali di fondazione, e in queste condizioni si valutarono gli effetti del peso proprio della cupola e del suo rivestimento (equivalente ad un carico uniformemente distribuito di circa  $845 \text{ kg m}^{-2}$ ); di un carico di  $150 \text{ kg m}^{-2}$  agente in una zona centrale di 40 metri di diametro e di un carico asimmetrico su metà cupola, anch'esso pari a  $150 \text{ kg m}^{-2}$ . Nella seconda serie di prove invece l'anello poggiava sulle colonne verticali di fondazione attraverso piastre d'acciaio e fogli di teflon: con questa situazione il modello fu testato in base alla prima e alla terza condizione di carico considerata per la prima serie di prove.

Le prove dinamiche, atte a determinare i periodi naturali più significativi della struttura, furono condotte successivamente, secondo le condizioni di carico della

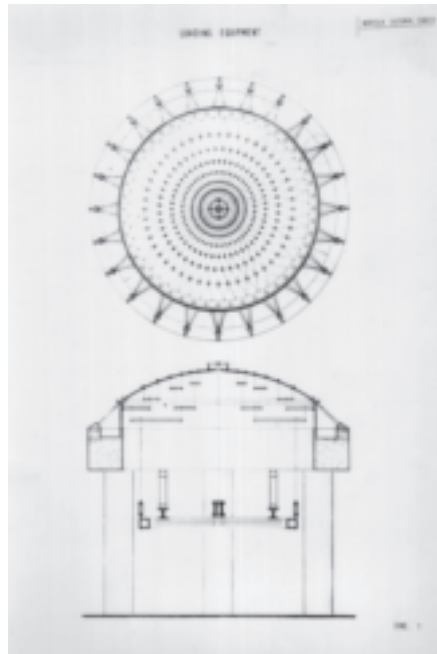
seconda serie di prove statiche appena descritta. Al modello furono applicate forze sinusoidali di ampiezza costante e una frequenza lentamente variabile, attraverso una coppia di eccitatori elettromagnetici posizionati simmetricamente su un quarto della cupola.<sup>169</sup> Le prove furono svolte da Luigi Ruggeri, con la consueta regia di Lauletta, Fumagalli e Oberti. Le tavole allegare alla relazione tecnica stilata dall'ISMES illustrano nel dettaglio modalità e risultati di queste prove, che si conclusero nell'agosto del 1967.<sup>170</sup>

A seguito del ruolo svolto nell'affidamento delle prove sperimentali all'ISMES, Werner Blum si dimostrò particolarmente interessato a seguirne l'attuazione, e fece di tutto per essere a

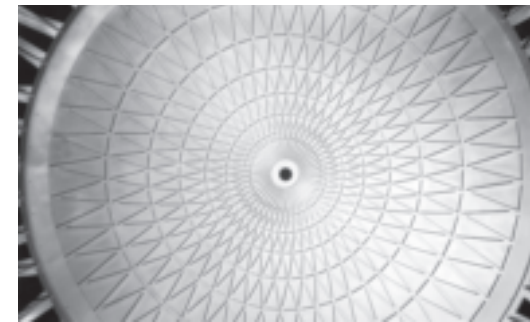
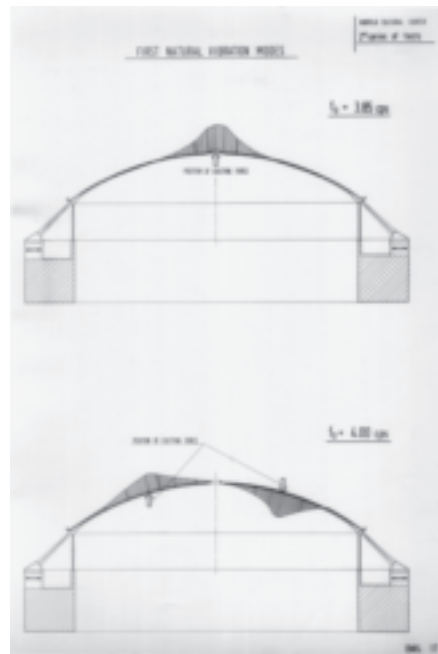
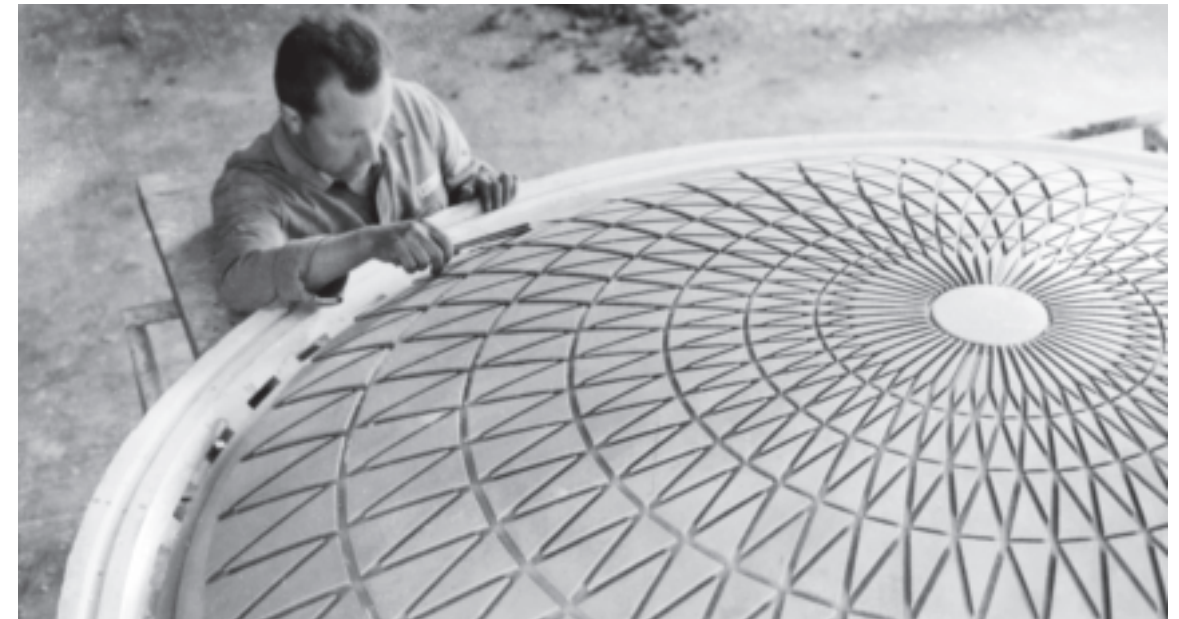
\_ Lettera di Werner Blum a Mario Nervi scritta su un foglio della Swiss Air, 19 febbraio 1976 (MAXXI, Roma).



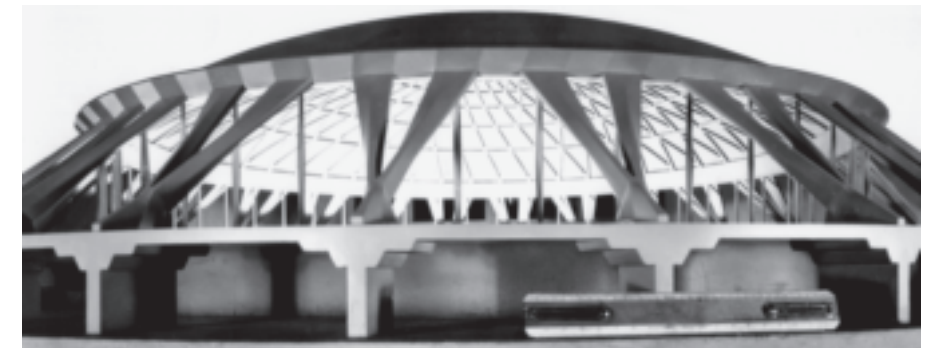


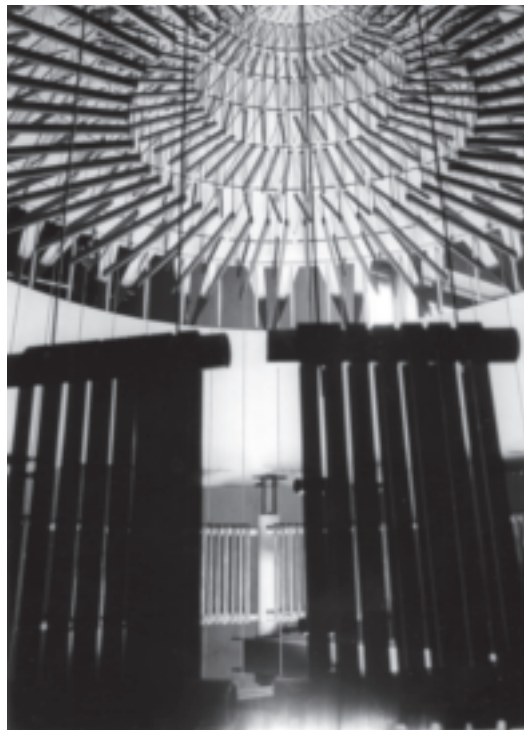


\_ Diagrammi di carico sul modello in scala 1:50 della Norfolk Scope Arena (Archivio Storico ISMES).



\_ Il confezionamento del modello della Norfolk Scope Arena all'ISMES, 1967 (Archivio Storico ISMES).  
\_ Dettagli del modello della Norfolk Scope Arena all'ISMES (Archivio Storico ISMES).





\_ Modello in scala 1:50 della Norfolk Scope Arena durante le prove di carico, 1967 (Archivio Storico ISMES).

\_ Modello in scala 1:50 della Norfolk Scope Arena, 1967 (Archivio Storico ISMES).

\_ Modello aerodinamico in scala 1:100 della Norfolk Scope Arena dopo il restauro effettuato dal CEMED di Torino.

Bergamo durante il loro svolgimento.<sup>171</sup> Difatti Antonio e Mario Nervi organizzarono nei minimi dettagli una visita all'ISMES per il giorno 27 giugno, pregando l'Istituto di «voler predisporre per tale data quanto necessario affinché la visita ... possa risultare quanto più istruttiva possibile».<sup>172</sup> La gita fu proposta anche a Bradford Tazewell, che dovette però declinare l'invito.<sup>173</sup> Blum fu particolarmente soddisfatto del tour italiano, che gli permise anche di fare una puntata in Svizzera per compiere alcune ricerche a Zurigo sui sistemi di post-tensione da applicare nell'Arena di Norfolk.<sup>174</sup>

#### Il modello aerodinamico della Norfolk Scope Arena

Per il secondo modello, aerodinamico, in scala 1:100, l'ISMES si avvale per la terza volta<sup>175</sup> della collaborazione dell'Istituto di Meccanica applicata, Aerodinamica e Gasdinamica del Politecnico di Torino. Tale modello – ancora ufficialmente commissionato dallo studio FBY – aveva come scopo la determinazione dei diagrammi di carico dati dal vento incidente contro l'edificio secondo diverse direzioni. Costruito in legno presso l'ISMES, esso fu spedito a Torino il 23 marzo 1967,<sup>176</sup> mentre la relazione tecnica relativa a queste prove fu conclusa nel settembre del 1967.<sup>177</sup> Per fortuna il modello è stato rintracciato pochi anni fa a Torino da Mario Alberto Chiorino e affidato al CEMED (Centro Museo e Documentazione Storica del Politecnico di Torino), che ha potuto restaurarne le parti danneggiate. Contemporaneamente, è stata svolta una ricerca specifica dallo scrivente insieme a Chiorino presso l'Archivio dell'IMAMAG (Istituto di Meccanica applicata alle macchine, Aerodinamica e Gasdinamica del Politecnico di Torino), che ha portato al ritrovamento dei disegni preparatori per il modello e dei risultati di queste prove.<sup>178</sup> Il modello, avente un diametro complessivo di circa 145 centimetri e un'altezza totale di 33 centimetri, presenta 29 prese di pressione (nelle quali venivano inseriti i misuratori ad acqua che consentivano di trovare il  $C_p$  richiesto) disposte lungo il diametro della struttura, numerate in nero tramite normografo.

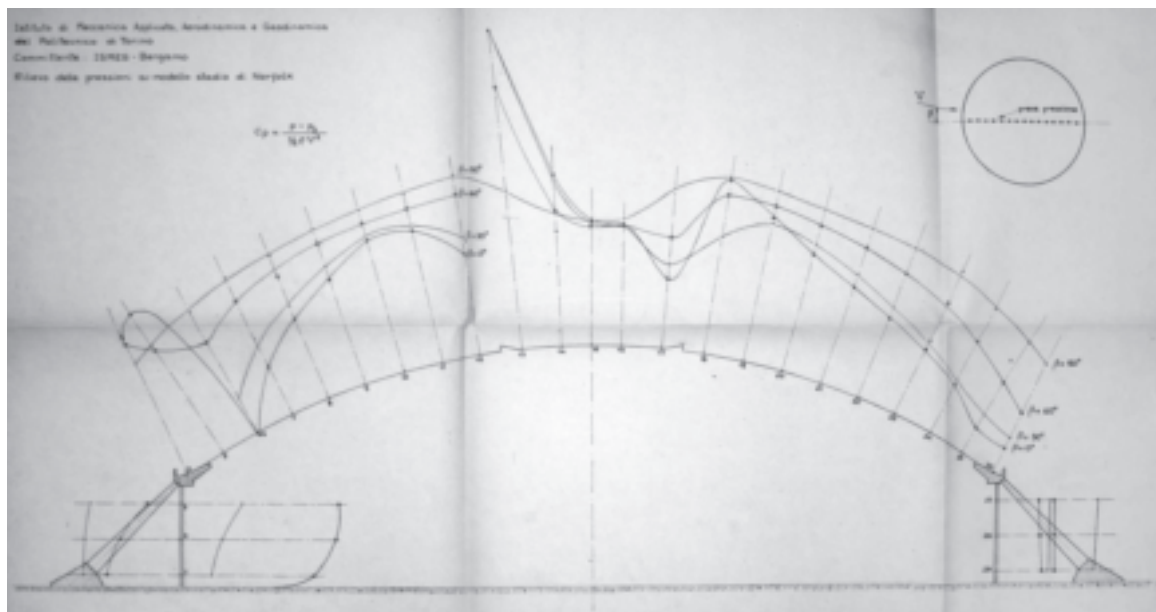
Al di là del singolo problema – rilevazione delle pressioni, determinazione periodi naturali eccetera – a che cosa sono serviti questi modelli? E soprattutto: che effetto ebbero sull'avanzamento del progetto? Domanda lecita, che educatamente sarà fatta a Mario Nervi da Mr. Blum:

We are not certain whether the results of the model test have caused any changes in your own design analysis. We would like to have your comment on this matter and a revised set of your design notes if any changes and additions have been made since the time of their first submission. It is our responsibility to check these notes and see to it that they comply with the applicable building code and engineering practices prevailing in this country.<sup>179</sup>

La risposta di Mario Nervi non tarderà ad arrivare, ma non si può dire che essa sia particolarmente esaustiva:

we confirm you that the results of the model tests have not caused substantial changes to our preliminary design analysis. As already communicated, we are preparing a new series of calculations which is much more complete than the previous one and which points out the good conformity between test results and design criteria. We will be sending you in a short





168

while this new series of calculations together with the English translation of the report of ISMES.<sup>180</sup>

Nessun grande cambiamento, insomma: i due modelli del *Dome* di Norfolk servirono piuttosto come strumenti di verifica da confrontare con le analisi teoriche sviluppate a Roma<sup>181</sup> e a Norfolk, portando alla più solida conferma di quanto postulato dai Nervi in partenza. In fin dei conti agli occhi dei professionisti locali essi potrebbero essere sembrati inutili, ma invece acquisirono valore anche ai loro occhi per due finalità completamente differenti e inizialmente non previste. Innanzitutto, come si legge dalle parole scritte da Blum a Mario Nervi a settembre, sopra riportate,<sup>182</sup> le verifiche sperimentali sarebbero state presto presentate alla Commissione Edilizia di Norfolk (per questo egli era tanto ansioso di ricevere i risultati<sup>183</sup>) e avrebbero dunque avuto un ruolo significativo anche ai fini dell'ottenimento delle autorizzazioni necessarie alla costruzione dell'edificio. In secondo luogo, la cura e il dettaglio con cui fu confezionato il modello elastico produsse ancora una volta un "capolavoro in miniatura", che i progettisti americani (e la città di Norfolk) iniziarono a bramare con insistenza,<sup>184</sup> sedotti anche dalle suggestive immagini scattate come di consueto durante lo svolgimento delle prove.<sup>185</sup> Il modello dell'ISMES infatti sarebbe potuto servire per mostrare alla stampa e alla città una *preview* del progetto che stava per nascere, transcendendo le finalità tecnico-scientifiche per cui era stato inizialmente pensato.

Con la consegna delle ultime copie delle relazioni tecniche dell'ISMES ai progettisti locali, spedite da Roma a Norfolk nel dicembre del 1967, si conclude, almeno ufficialmente, il contributo dello Studio Nervi a questo progetto, come scriverà Mario allo Studio FBY.<sup>186</sup> La Norfolk Scope Arena sarà inaugurata qualche anno dopo, il 12 novembre del 1971.

— Diagramma dei carichi aerodinamici sul modello in scala 1:100 della Norfolk Scope Arena (Archivio IMAMAG - Politecnico di Torino).

169

### Il modello della Rupert C. Thompson Ice Arena al Dartmouth College

Alla fine degli anni Sessanta all'ISMES verrà commissionata la verifica sperimentale di un altro palazzo per lo sport, sempre negli Stati Uniti e sempre su progetto dello Studio Nervi (con il fondamentale contributo di Antonio): il Palazzo del Ghiaccio di Hanover (New Hampshire), meglio conosciuto come Rupert C. Thompson Ice Arena al Dartmouth College (1967-1976).

Nella stessa città Nervi aveva già dato prova delle sue capacità all'inizio del decennio,<sup>187</sup> costruendo la Leverone Field House (1960-1962) con gli architetti locali Campbell Aldrich & Nulty di Boston, gli stessi che lo affiancheranno nella progettazione del nuovo edificio. Se nel primo caso non fu fatto ricorso a modelli in scala ridotta, per la Thompson Arena si decise di sfruttare le competenze dell'Istituto lombardo: una scelta presumibilmente suggerita anche dalla posizione ora ricoperta all'ISMES da Pier Luigi Nervi.

Le vicende progettuali relative a quest'opera sono particolarmente intricate. Come è infatti emerso di recente dagli studi di Alberto Bologna,<sup>188</sup> a partire dal febbraio 1967 – data in cui Nervi riceve l'incarico per la Thompson Arena – furono sviluppate numerose soluzioni più o meno distinte, dettate da fattori funzionali ed economici che si definirono nel tempo. Il coinvolgimento dell'ISMES nello studio progettuale risale all'inizio del marzo 1969,<sup>189</sup> e fa riferimento a una delle versioni preparate dallo Studio Nervi nei primi mesi del 1969, denominata Arena-Theater.<sup>190</sup> Il 7 marzo infatti, in seguito alla richiesta di Nervi, l'Istituto compila un preventivo per la realizzazione di un modello elastico in scala 1:50 in resina (con le nervature interne di dimensione doppia rispetto al progetto reale)<sup>191</sup> e le relative prove sperimentali previste con carico distribuito su tutta la volta, su metà volta (carico dissimmetrico) e con sovraccarico applicato in punti specifici. Il tutto avrebbe richiesto all'incirca 70 giorni, per la modica cifra di 13.000 dollari.<sup>192</sup> Questo programma sarà però modificato strada facendo, portando alla realizzazione di prove ben più ampie e complesse: questa versione del progetto viene infatti presto scartata e le indagini sperimentali bloccate sul nascere. Ad essa sarà preferito il progetto di un *hockey rink*, che lo Studio Nervi svilupperà nei mesi successivi.

L'ISMES sarà contattato ancora da Nervi nell'estate del 1970, il quale aveva avuto da Hanover l'autorizzazione a procedere con le prove sperimentali sulla nuova versione.<sup>193</sup> Il programma fissato per le indagini su modello, al prezzo di 15.000 dollari, era il seguente:

- construction of a 1:50 scale synthetic resin (with proper additives) model, suitable for experimentation in the elastic range, static and dynamic;
- dynamic testing and determination of the first natural vibration modes (frequencies and shapes) relative to an excitation in three orthogonal directions, to be included in the calculations for a seismic check of the structure;
- static testing and determination of the most significant stresses caused by the vertical loading at the overhanging parts;
- preparation of a laboratory report describing the test procedure and results obtained.<sup>194</sup>

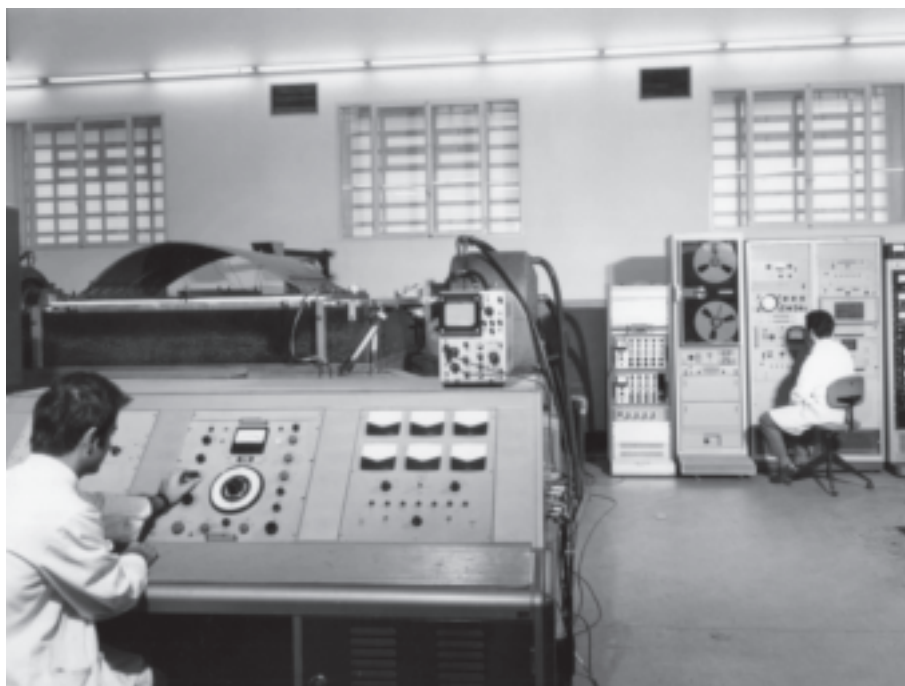
Il modello in scala 1:50 riproduceva in maniera sintetica lo schema strutturale di questa versione del progetto, caratterizzato da una volta ribassata con profilo parabolico a pianta esagonale in ferrocemento a nervature triangolari di luce poco inferiore a 75 metri, che scarica su quattordici sostegni (sette per parte) aventi la stessa inclinazione

della copertura. Questi pilastri, di tipica foggia nerviana, presentano una sezione variabile che accompagna l'andamento dei carichi per trasmetterli alle fondazioni.

Dopo aver stabilito le caratteristiche meccaniche dell'impasto di resine sintetiche con cui confezionare il modello,<sup>195</sup> all'ISMES si determinarono le principali caratteristiche dinamiche della struttura attraverso prove preliminari: le frequenze e le "forme" dei primi modi di vibrare e lo smorzamento ad esse connesso. Ciò fu ottenuto eccitando in più punti il modello e studiandone la "risposta" in accelerazione.<sup>196</sup> Questa tecnica si basava su problemi dinamici particolarmente complessi e sperimentali, che vengono chiariti nel dettaglio nella relazione ISMES redatta a conclusione di queste prove.<sup>197</sup>

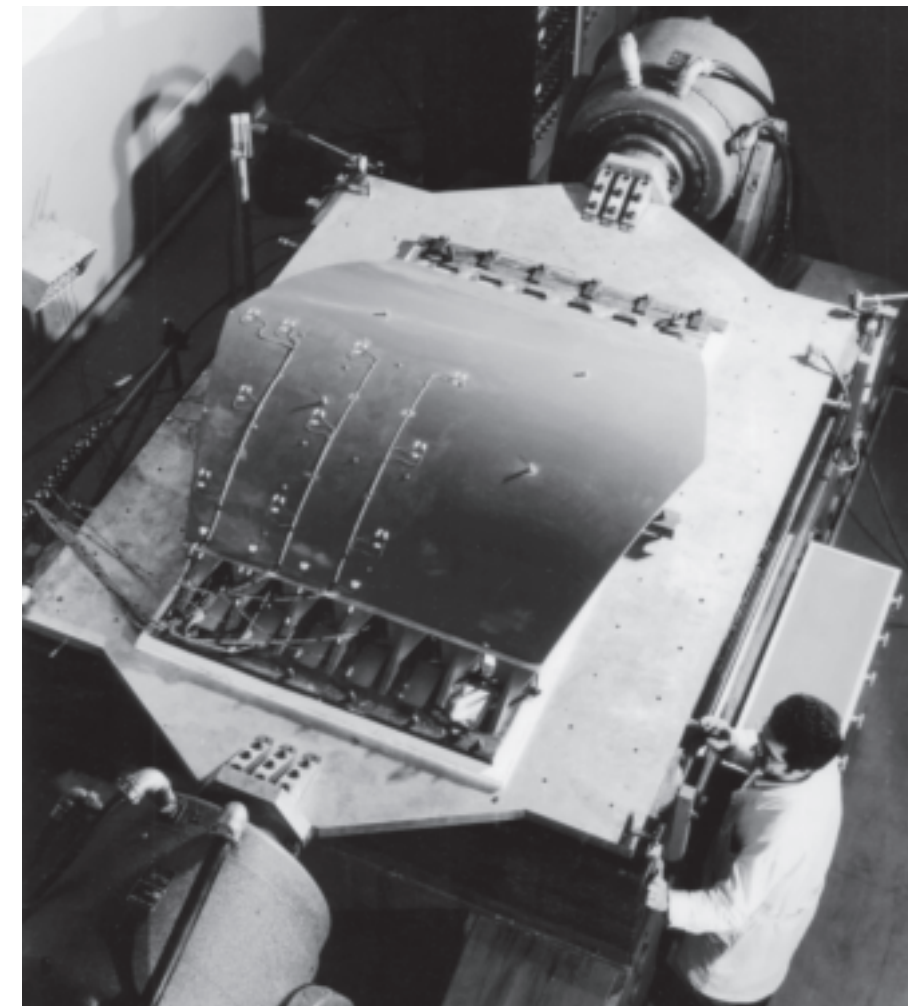
Finiti i test preliminari, sul modello furono condotte due serie di prove dinamiche per la determinazione diretta della risposta della struttura rispetto a un moto impresso alla base, ossia un terremoto: nella prima il moto eccitante era sinusoidale con un'accelerazione di ampiezza costante e frequenza lentamente variabile (per permettere l'indagine dell'intero campo sismico); nella seconda invece il moto eccitante era una funzione "random" del tempo, atta a simulare l'effetto di un terremoto di grande intensità.<sup>198</sup> Entrambe le serie di prove furono eseguite in direzione longitudinale e trasversale.

Per compiere queste prove il modello fu vincolato a un tavolo vibrante in lega leggera, con un filo d'olio interposto continuamente ricambiato da una pompa. Attraverso due eccitatori elettrodinamici fu generata la forza necessaria a mettere in movimento la piastra e il modello, controllandone la forza con un'attrezzatura elettronica.<sup>199</sup> La risposta del modello fu determinata attraverso accelerometri a quarzo piezoelettrico e numerosi estensimetri, che erano collegati nei punti fondamentali



\_ Modello dell'Arena di Hanover durante le prove all'ISMES, 1970-1971 (Archivio Storico ISMES).

\_ Modello dell'Arena di Hanover durante le prove all'ISMES, 1970-1971 (Archivio Storico ISMES).

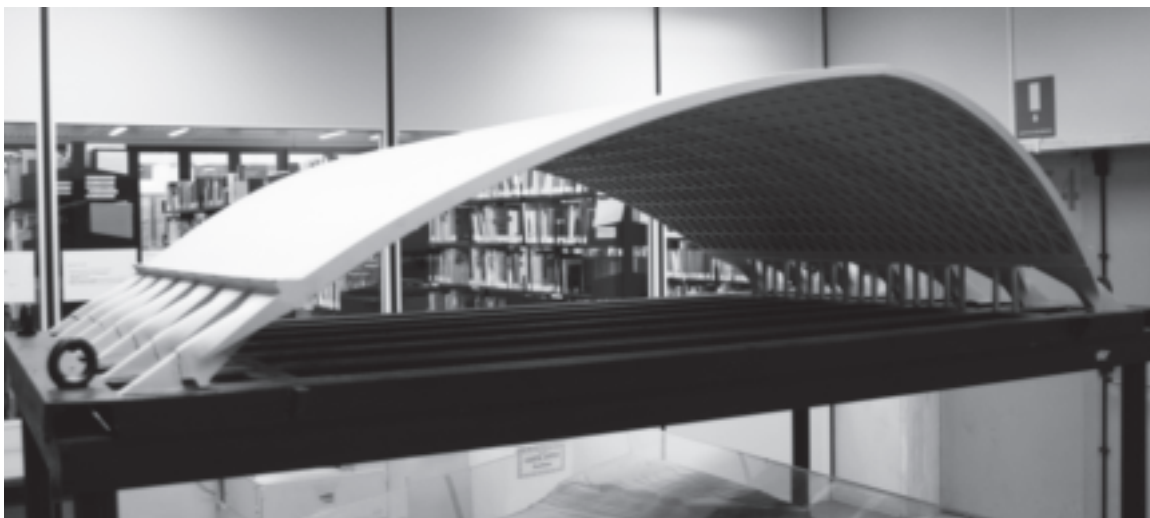


della struttura, e i segnali furono catturati da un registratore a nastro.<sup>200</sup> Le prove furono eseguite dall'ingegner Aldo Castoldi, con la supervisione di Lauletta, Fumagalli e Oberti.

L'analisi dei problemi affrontati dall'ISMES per questa struttura, riferiti quasi totalmente al campo sismico, testimonia come i suoi ingegneri fossero ormai specializzati in questo settore,<sup>201</sup> anche in seguito all'attività dell'International Center of Earthquake Engineering tra il 1967 e il 1969.

Nonostante lo svolgimento delle prove descritte, all'inizio del 1971 la necessità di ridurre i costi di costruzione decretò ulteriori modifiche, che continueranno anche per buona parte dell'anno successivo, rendendo in un certo senso vano il contributo dell'ISMES al progetto: le relazioni tecniche con i risultati ottenuti dal modello, ufficialmente chiuse nel marzo del 1971, giungeranno ad Hanover solo a maggio,<sup>202</sup> quando ormai era stata presa un'altra direzione. Il modello del Palazzo





\_ Condizioni attuali del modello in scala 1:50 dell'Arena di Hanover, conservato presso l'Università Politecnica delle Marche (foto di Gabriele Neri).  
\_ Tavole dalla relazione tecnica dell'ISMES relativa alle prove sul modello elastico dell'Arena di Hanover (Archivio Storico ISMES).

del Ghiaccio del Dartmouth College è uno dei pochi sopravvissuti: esso fu salvato dalla distruzione all'inizio degli anni Ottanta<sup>203</sup> e attualmente è conservato presso l'Università Politecnica delle Marche.<sup>204</sup>

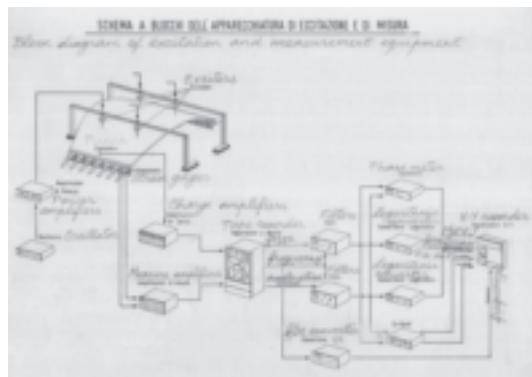
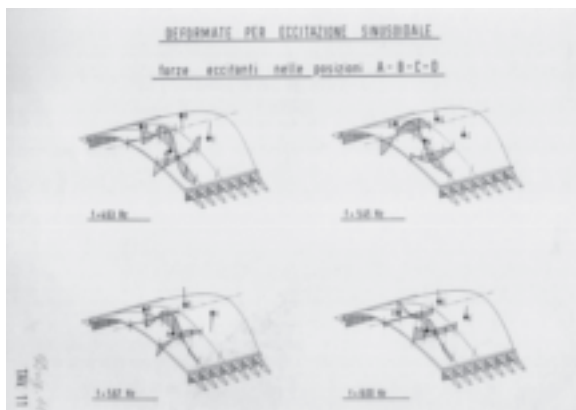
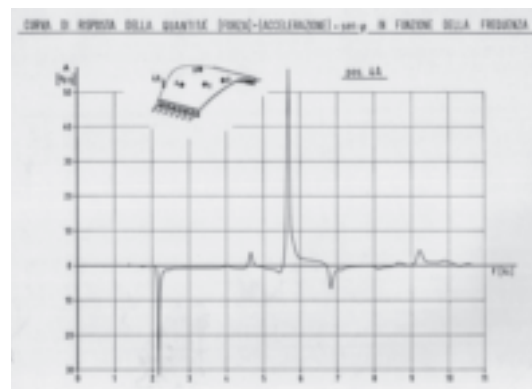
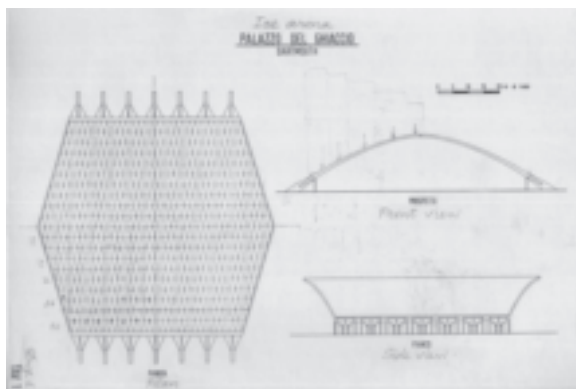
«Il paraboloido iperbolico più grande al mondo»

L'ultimo modello nerviano per la *East Coast* che manca ancora all'appello è sensibilmente diverso dagli altri, e si riferisce a un grande elemento di copertura in cemento armato a paraboloido iperbolico di pianta rettangolare 37 x 34 metri, sorretto da un unico pilastro centrale alto 25 metri. Questo imponente "ombrello", che ricorda da vicino l'infinita serie di analoghi elementi strutturali sviluppati a partire dagli anni Cinquanta in diverse parti del mondo<sup>205</sup> e soprattutto gli esempi di Félix Candela in Messico,<sup>206</sup> fu commissionato dalla Port Authority di New York<sup>207</sup> per dar vita, grazie alla sua modularità, ai vari terminal (A, B e C) del Newark Liberty International Airport, nel New Jersey.<sup>208</sup>

Nell'agosto del 1967 Pier Luigi Nervi fu contattato da John M. Kyle (*chief engineer* della Port of New York Authority), che richiedeva un parere professionale a proposito del progetto degli elementi a paraboloido iperbolico sopra descritti. Le parole di Kyle spiegano meglio la situazione:

Designs of the hyperbola paraboloids for the Newark Terminal, about which we talked last year, are now almost finished. The physical tests which were performed on the scale models are complete but require some further analysis as apparently there is a discrepancy between test results and the design criteria. I wonder if it would be possible for you to spare the time to review these plans and test results to give us the benefit of your experience on this most complex type of design. ... Because this is a most complex engineering problem and is, as you know, the largest HP ever to be constructed to date, I am most anxious to have your expert opinion. Should we have made any mistakes in the design analysis, the result could cause a catastrophe and I am anxious to have a successfully executed project at Newark Airport.<sup>209</sup>

Riassumiamo dunque i dati del problema affidato a Pier Luigi Nervi. Per prima cosa bisogna sottolineare che il progetto di questo elemento non è steso da lui ma dagli ingegneri locali sulla base di una tipologia strutturale e formale particolarmente diffusa in quegli anni in molti Paesi. In particolare, il progetto fu sviluppato da un team nel quale lavorava George Tamaro, giovane ingegnere della Port Authority che aveva conosciuto Nervi pochi anni prima sul cantiere della George Washington Bridge Bus Station di New York (edificio dello stesso committente) e che in seguito, tra il 1963 e il 1964, aveva lavorato presso lo Studio Nervi di Roma,<sup>210</sup> occupandosi anche delle verifiche sperimentali su modello condotte all'ISMES per la Cattedrale di San Francisco. Recentemente George Tamaro, invitato a partecipare a un convegno organizzato al Politecnico di Torino,<sup>211</sup> ha ricordato come proprio gli insegnamenti dell'ingegnere italiano lo abbiano guidato nella definizione di questo "ombrello": «As I developed the design I incorporated many of the concepts that I learned at Studio Nervi, for example, I tapered the supporting columns in proportion to the applied loadings (similar to the Palazzo del Lavoro columns) and shaped the edge beams of the hyperbolic paraboloids to satisfy the requirements of



the membrane theory for thin hyperbolic paraboloid shells. The resulting structure was relatively light and straight forward». <sup>212</sup>

Secondo punto: ancora una volta Nervi si trova davanti a un'opera "da record", ovvero, stando a quanto affermato da Kyle, il più grande paraboloido iperbolico mai costruito all'epoca.

Terzo punto: il progetto è già stato sottoposto a verifica teorica e sperimentale su un modello in scala ridotta, che però lascia in sospeso seri interrogativi. Secondo Tamaro, era stato proprio Félix Candela a sottolineare come una struttura di questo tipo non si sarebbe potuta realizzare in piena sicurezza. <sup>213</sup>

L'ultimo punto, in particolare, verrà sfruttato da Nervi nel 1968 per celebrare, durante il XV Convegno nazionale degli Ingegneri italiani tenutosi presso il Politecnico di Milano, le eccezionali capacità tecnico-scientifiche dell'ISMES: «In questo caso il committente, la Port Authority di New York decise di affidare lo studio del modello all'ISMES, dopo gli incerti ed inattendibili risultati ottenuti da un precedente studio eseguito in un laboratorio sperimentale di Chicago». <sup>214</sup> Di queste prove, condotte negli Stati Uniti, rimane traccia nell'archivio dello Studio Nervi, che conserva qualche fotografia sbiadita di un piccolo modello della struttura alto circa un metro e mezzo. <sup>215</sup>

In vista dell'incontro tra Kyle e Nervi, programmato per il 28 settembre 1967, l'ingegnere italiano riceve un plico contenente tutti i dati del problema. <sup>216</sup> Per il calcolo della volta sottile che costituiva il paraboloido iperbolico si era fatto riferimento, in successione, a diversi tipi di analisi: a quella di A. Pucher, <sup>217</sup> di H. Bleich e M. Salvadori, <sup>218</sup> di F. Candela, <sup>219</sup> di A. Parme <sup>220</sup> e di J. Mirza. <sup>221</sup> Per il dimensionamento dei cordoli periferici fu considerato che il momento positivo trasmesso dal taglio della membrana applicato eccentricamente al cordolo bilanciava parzialmente il momento negativo dovuto al suo peso proprio, conducendo a una somma algebrica dei due momenti il cui risultato costituisce il momento considerato per il dimensionamento di queste travi (stesso discorso per il dimensionamento del montante interno). <sup>222</sup> Al fine di controbilanciare lo sforzo di trazione dovuto ai momenti e al taglio applicati alla trave, fu usata una forza eccentrica di precompressione atta a eliminare o a mettere in compressione tutta la sezione della trave.

Questi calcoli si fondavano sull'ipotesi di carico uniforme sulla membrana, che rappresentava la situazione più gravosa per tutti gli elementi strutturali, eccezion fatta per il montante interno e per il pilastro centrale. Perciò, per il montante interno fu assunta come situazione di carico più gravosa quella pari al 100% del carico accidentale su metà della membrana e al 50% del carico accidentale sull'altra metà, e a queste ipotesi si aggiunse quella che postulava il momento risultante da questi carichi come applicato interamente su di un montante, senza prendere in considerazione il contributo della membrana (solidale con il montante) e quello dato dal montante opposto:

Questo [sic] eccessivamente gravosa ipotesi di carico è giustificata [sic] dal fatto che non sono disponibili [sic] studi teorici sul comportamento di siffatte membrane, ed è accettabile economicamente in quando [sic] l'aggiunta di ferro necessaria al dimensionamento della sezione [sic] non è rilevante. ... Si vuol far notare che le varie ipotesi di calcolo usate nel dimensionamento di questa struttura soddisfano appieno i requisiti di sicurezza che si è ritenuto opportuno applicare nel disegno di una membrana che si stacca, per le sue dimensioni [sic], da ogni

altra struttura del genere precedentemente costruita [sic] e che pertanto non può avvalersi [sic] di precedenti esperienze analitiche o pratiche. <sup>223</sup>

Per verificare queste ipotesi di calcolo fu quindi fatto, in America, il modello di verifica della struttura citato. <sup>224</sup> In seguito all'incontro romano tra Kyle e Nervi quest'ultimo si mise al lavoro, e dopo qualche settimana comunicò i suoi suggerimenti per rendere maggiormente stabile il paraboloido iperbolico, prontamente registrati e interpretati dagli ingegneri locali. La pendenza della volta è aumentata a 22 piedi (rispetto ai 18 del progetto iniziale); l'elemento di irrigidimento è aumentato di un piede in profondità (sei pollici sotto e sei sopra); la forma della connessione all'incrocio del pilastro e dell'elemento di irrigidimento della volta viene mantenuto uguale; la geometria della pianta viene variata da un ottagono a un trapezio, spostando leggermente la posizione della colonna centrale.

Nel frattempo l'ISMES viene allertato per realizzare un grande modello cementizio in scala 1:6,6 in base alle indicazioni incrociate di Nervi e della Port Authority, <sup>225</sup> mentre si prepara il contratto ufficiale per la supervisione della costruzione e delle prove su un modello della copertura a paraboloido iperbolico – ora trapezoidale – per l'Aeroporto di Newark, firmato il 27 dicembre 1967. <sup>226</sup> Il compenso pattuito per la consulenza di Nervi è di 10.000 dollari. Il modello, confezionato presso l'ISMES, doveva servire per uno studio di verifica attraverso prove statiche condotte anche oltre il campo elastico fino al collasso, in modo da determinare il relativo grado di sicurezza. Questo obiettivo dettò l'impiego di microcalcestruzzo e la scelta della scala. Le caratteristiche meccaniche del microcalcestruzzo furono determinate analizzando provini dello stesso materiale gettati lo stesso giorno, e le armature metalliche furono riprodotte in maniera schematica, con sezione ridotta alla scala  $\lambda^2 = 4,44$ . <sup>227</sup>

— Fotografia del modello dell'elemento di copertura dell'Aeroporto di Newark fatto realizzare negli Stati Uniti.







\_ Félix Candela, "Ombrello" sperimentale in cemento armato, Colonia Vallejo, Mexico D.F., 1953.

176

Il modello fu sottoposto all'effetto equivalente alla somma del peso proprio e di un sovraccarico accidentale in varie condizioni. L'attrezzatura per il *live load* fu realizzata con quattro piattaforme metalliche, alle quali furono allacciati anelli in gomma attaccati a loro volta al modello con fili metallici. Il carico veniva dunque applicato facendo abbassare le piattaforme tramite martinetti idraulici, e per questa condizione di carico il modello fu considerato suddiviso in 288 piccole zone, sulle quali i carichi erano agenti come forze concentrate. Il peso proprio degli elementi di rinforzo della volta fu invece simulato con 34 fili metallici anch'essi messi in tensione da martinetti idraulici, mentre per il contributo dei cordoli fu impiegato un carico appositamente dimensionato.<sup>228</sup>

In principio le prove – condotte da Luigi Ruggeri con la supervisione di Lauletta,<sup>229</sup> Fumagalli e Oberti – furono sviluppate caricando il modello in condizioni di normale esercizio, in modo da paragonare i risultati ottenuti con quelli elaborati dal committente, e successivamente – rimossa parte della strumentazione e tenuto fisso il carico relativo al peso proprio – i carichi accidentali furono aumentati progressivamente e anche in modo dissimmetrico fino al raggiungimento di un valore oltre 4 volte più alto del carico accidentale "normale". Poiché anche in queste condizioni la struttura non collassò, fatta eccezione per varie microlesioni, si proseguì eliminando la pretensione applicata ai bordi e aumentando ulteriormente il sovraccarico uniforme, raggiungendo il collasso per un valore quasi analogo a quello raggiunto in precedenza.<sup>230</sup>

Data la particolarità di queste prove, buona parte dell'ultima fase fu svolta – nel marzo del 1968 – alla presenza di Pier Luigi Nervi, che scrisse soddisfatto a John M. Kyle: «I have attended at Bergamo the ISMES' tests on the model of the paraboloids and the results are in my opinion excellent».<sup>231</sup> Anche Tamaro ricorda: «All parties were comfortable with these results. The project proceeded and the Newark Airport thin shell structures have performed superbly over the last 40 years».<sup>232</sup> Le tavole, ma soprattutto le fotografie di accompagnamento alla relazione tecnica

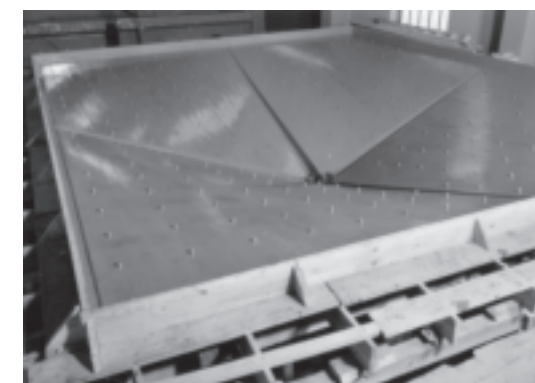
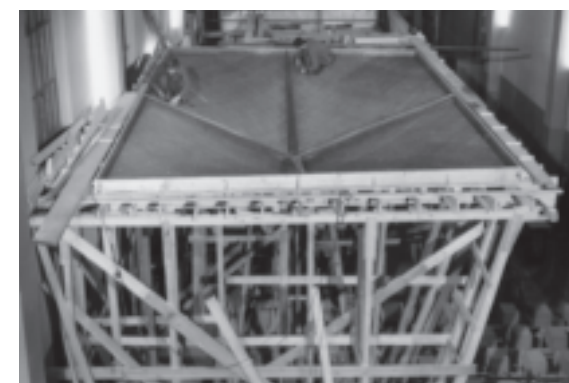
redatta dall'ISMES, illustrano tutto il sistema di carico e l'aspetto di questo grande modello, nonché l'andamento delle microlesioni che comparvero nelle ultime fasi delle prove.

Unica modifica consigliata da Nervi rispetto al progetto testato in ISMES fu l'ingrossamento del punto di connessione tra il pilastro e il paraboloide, che dalle esperienze sul modello si era dimostrato «weak». Ciò avrebbe, secondo Nervi, migliorato anche l'aspetto estetico complessivo del grosso "ombrello".<sup>233</sup> I risultati delle prove elastiche furono inviati a Mr. Kyle il 21 febbraio 1968, mentre quelli relativi alle prove a oltranza furono comunicati sempre a Kyle per telegrafo il 15 marzo dello stesso anno.<sup>234</sup>

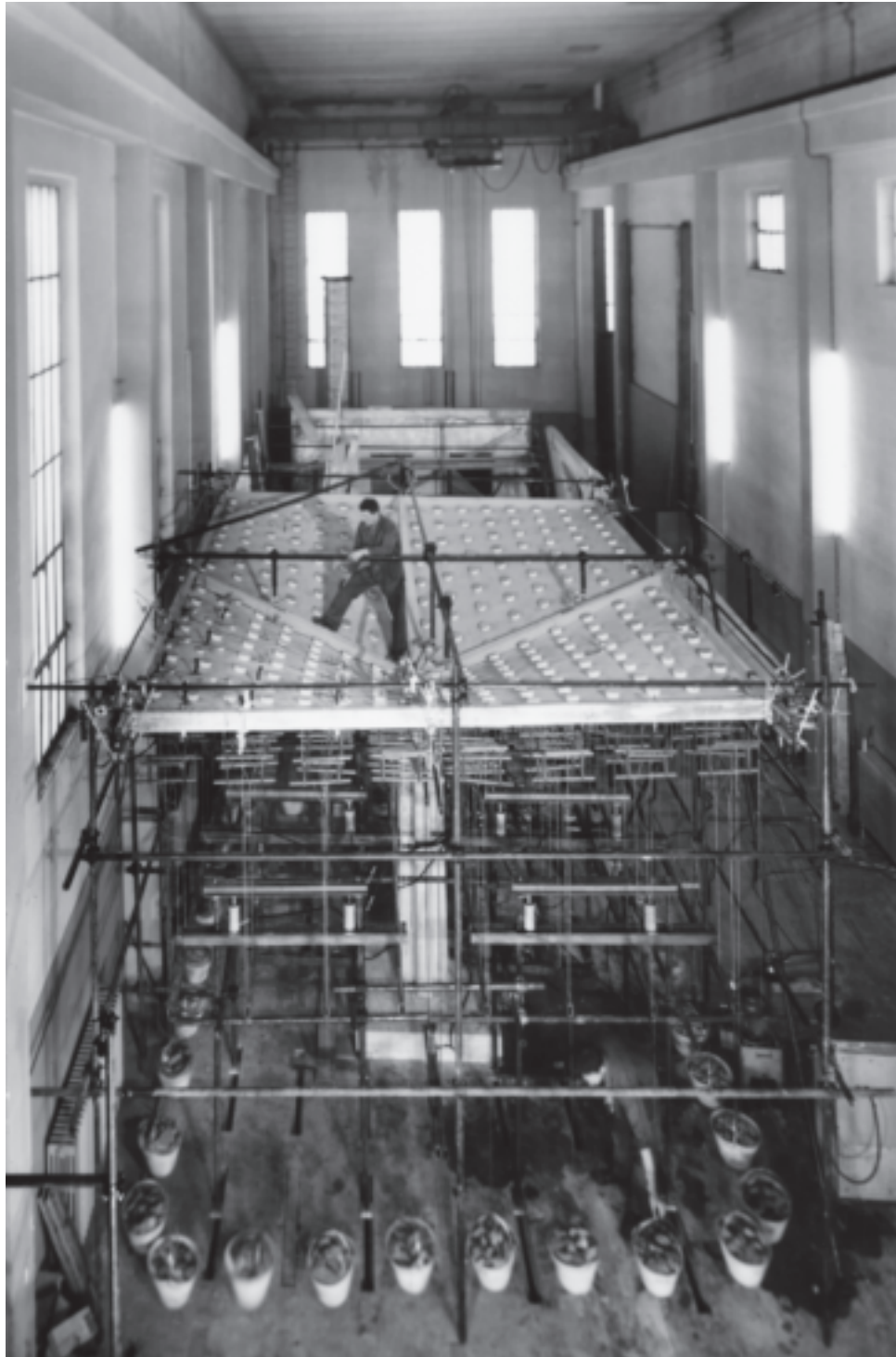
L'anno successivo il legame professionale tra Nervi e la Port Authority condusse a ipotizzare il ricorso alla modellazione strutturale per un altro ambizioso progetto: quello presentato dall'ingegnere italiano in collaborazione con il figlio Antonio al concorso internazionale per il Ponte sullo Stretto di Messina del 1969. La soluzione proposta dallo Studio Nervi (che si classificherà al secondo posto) prevedeva un ponte a campata unica di circa 3.000 metri sorretto da cavi principali (di diametro pari a 1,30 metri) con andamento spaziale divaricato, che avrebbero favorito la rigidezza trasversale del ponte. I cavi sarebbero stati ancorati a due coppie di piloni alti 392 metri, formati da una parte inferiore in cemento armato ("basamento") e una superiore ("antenna"): il basamento era pensato come una struttura cava a forma di paraboloide iperbolico (diametro alla base di circa 135 metri), mentre l'antenna era composta da un nucleo cavo (diametro 10 metri e spessore di 0,5 metri) rinforzato da strutture reticolari. Alla struttura portante dell'impalcato, a sezione trapezia, sarebbero stati direttamente collegati i cavi portanti nella zona centrale del ponte, aumentando così la rigidità dell'opera. Lateralmente invece la sospensione dell'impalcato sarebbe stata realizzata con due ordini di pendini diversamente inclinati.<sup>235</sup> Poiché tale sistema si discostava dagli schemi tradizionali per questo genere di ponti,<sup>236</sup> Pier Luigi Nervi pensò di chiedere la consulenza di Kyle e di George Tamaro.<sup>237</sup>

Nervi comunica anche di aver fatto realizzare un modello di due metri di lunghezza dell'impalcato<sup>238</sup> (presumibilmente presso l'ISMES), ma vuole il loro parere sulla convenienza di far testare un modello più realistico, come suggerito da Oberti,<sup>239</sup> facendo emergere la sua minore esperienza nel campo dell'acciaio e nello specifico sul tema dei ponti strallati. Nonostante questa ipotesi non vada in porto,

\_ Modello strutturale dell'"ombrello" di Newark durante le fasi di confezionamento presso l'ISMES, 1967-1968 (Archivio Storico ISMES).

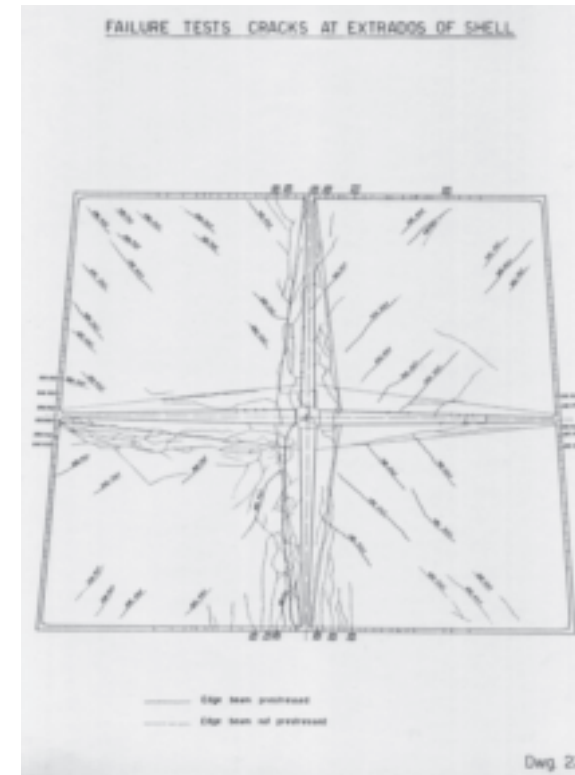
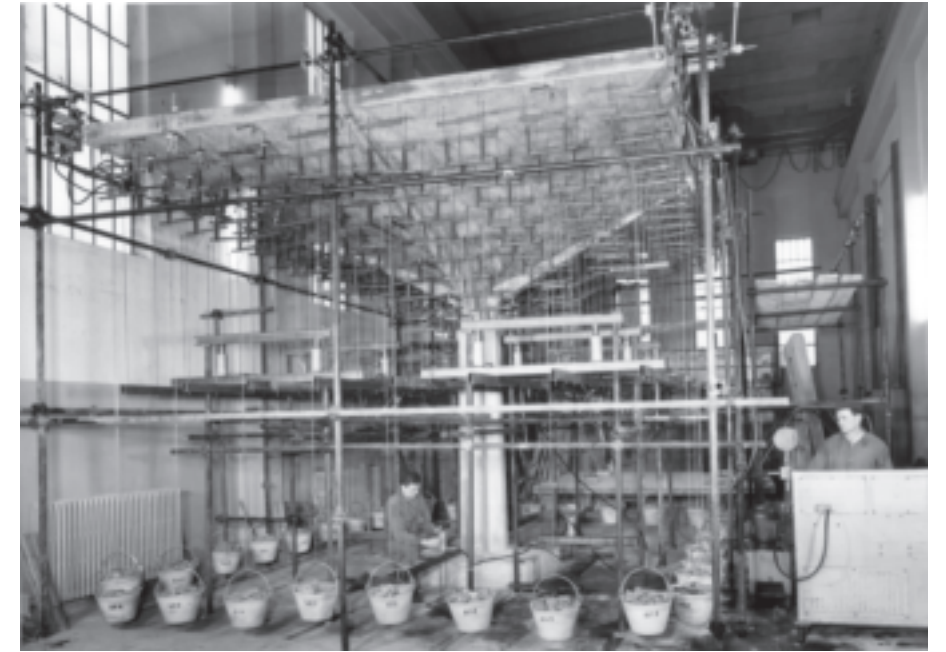


177

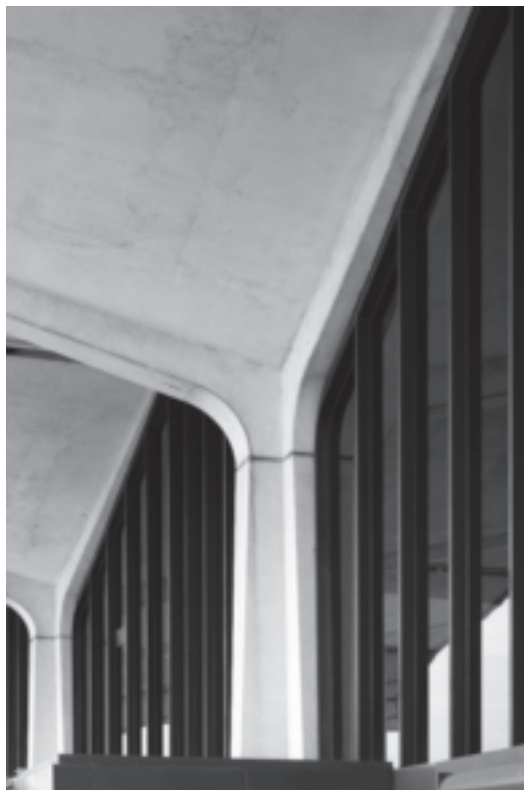


\_ Prove di carico sul modello dell'elemento strutturale per l'Aeroporto di Newark, 1968 (Archivio Storico ISMES).

\_ Prove di carico sul modello dell'elemento strutturale per l'Aeroporto di Newark, 1968 (Archivio Storico ISMES).  
\_ Diagramma degli sforzi e viste del modello dopo le prove a rottura, 1968 (Archivio Storico ISMES).







dalla corrispondenza tra Nervi e Tamaro emerge un tema fondamentale: per risolvere il problema della struttura del ponte, il giovane ingegnere sottolinea la possibilità di sfruttare sistemi di calcolo diversi dal modello in scala ridotta, connessi all'utilizzo del computer.

At present there are several computer programs available to solve three dimensional structures of this type. I am personally aware of a program which can solve a space truss with up to 8000 joints and 15000 members and can be used to analyze this particular structure.<sup>240</sup>

La profonda influenza di questi strumenti nel panorama dell'ingegneria strutturale – e di riflesso sull'opera nerviana – saranno approfonditi nel prossimo capitolo, in relazione al progetto della Cattedrale di San Francisco.

### Il modello del Grattacielo Schedel-Doekshaven a Den Haag

Lasciate da parte le vicende americane e tornati su questa sponda dell'Atlantico, è possibile analizzare altri due casi in cui Nervi fece ricorso alla modellazione strutturale negli anni Sessanta al di fuori dei confini italiani, connessi al progetto Schedel-Doekshaven a Den Haag (Olanda) e a quello della nuova sede del Bureau International du Travail di Ginevra, in Svizzera.

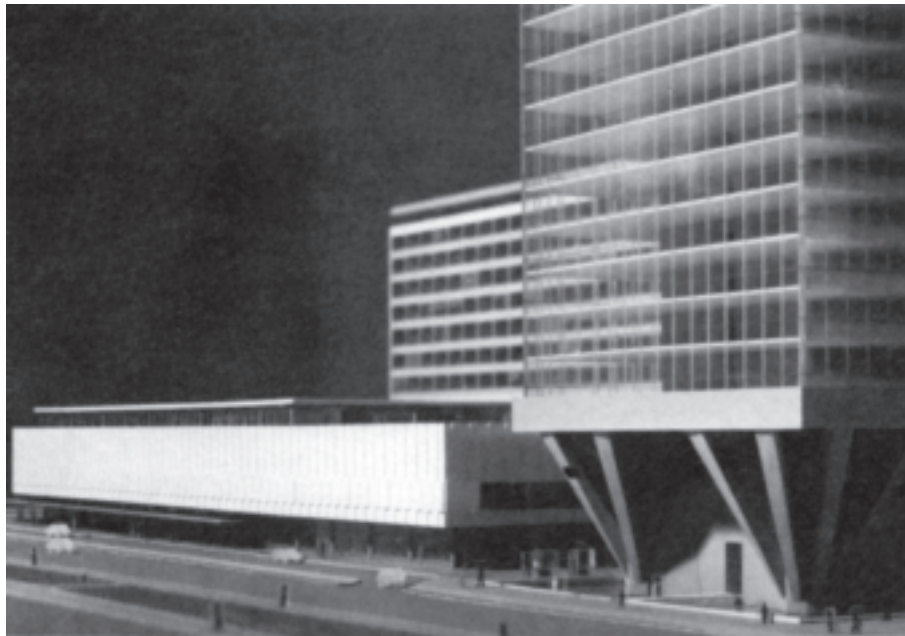
... Vedute dell'Aeroporto internazionale di Newark nel 2008 (fotografie di Gabriele Neri).

Per il progetto olandese, elaborato insieme allo studio di Jan A. Lucas e Henk E. Niemeijer, Nervi fu incaricato di stendere il piano per un complesso di edifici posto al centro della città, comprendente molteplici funzioni: uffici, alberghi, negozi, impianti per un bowling, un night club, diversi ristoranti, un teatro e parcheggi sotterranei. Una succinta descrizione di questo progetto è stata pubblicata nel 1979 all'interno del volume *Nuove Strutture* nella sezione dedicata a "Studi particolari [sic] e progetti non realizzati",<sup>241</sup> datandolo 1962. L'area interessata è di forma rettangolare, e su questa i Nervi dispongono una serie di parallelepipedi di diversa altezza, tra i quali sveltano quello dell'albergo e soprattutto la torre degli uffici, a pianta quadrata. Quest'ultima infatti si sviluppa per 34 piani al di sopra del basamento, caratterizzato da un nucleo centrale portante dal quale emergono quattro pilastri che ramificandosi verso l'alto sorreggono la struttura superiore, in maniera simile ai sostegni tetrapodi dell'Ambasciata d'Italia a Brasilia di qualche anno più tardi (1969).<sup>242</sup> Proprio in relazione alla torre per uffici, nell'estate del 1963 l'ISMES fu incaricato di preparare una proposta per prove sperimentali di vario genere.<sup>243</sup>

Presi in considerazione i problemi statici della struttura, Lauletta propone un programma di lavoro particolarmente ambizioso e differenziato: uno studio relativo alla struttura dei solai (da effettuarsi con il metodo di Moiré dell'andamento dei momenti flettenti in una piastra di spessore uniforme vincolata come previsto nella realtà e con un modello in calcestruzzo armato in scala 1:10 o 1:8); il saggio dell'armatura metallica prevista nel progetto (sfruttando la pressa da 2.000 tonnellate presente all'ISMES); lo studio dell'efficienza delle strutture miste pilastri-travi in getto con blocchi prefabbricati incorporati (con un modello "piano" in calcestruzzo e acciaio atto a simulare una parete del nucleo interno per 3 o 4 piani, in scala 1:7 o 1:8 e portato fino a rottura); e infine una verifica della collaborazione dei tralicci metallici e del nucleo interno e dell'eventuale "molleggiamento" del nucleo stesso (da compiere nel campo elastico mediante un modello d'insieme in resina sintetica in scala 1:30, da testare in tempi successivi).<sup>244</sup>

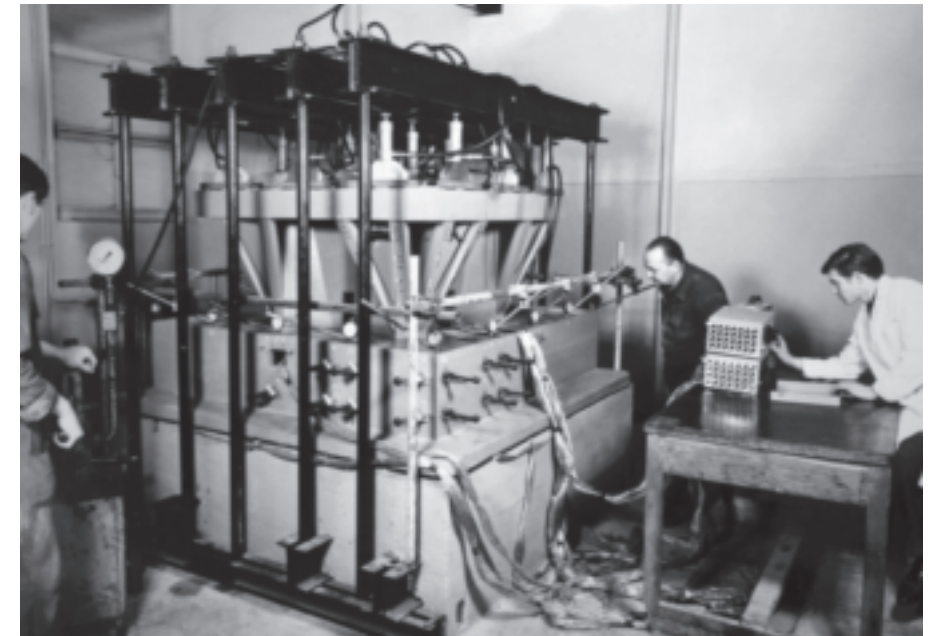
Il problema viene però rimandato all'estate seguente, quella del 1964, quando Nervi impone all'ISMES un nuovo programma basato su due fasi successive: la prima con la previsione di un modello elastico (in resina sintetica e sabbia con opportuni additivi) in scala 1:25 avente come scopo il dimensionamento dell'armatura metallica, mentre la seconda con un modello in cemento armato – alla stessa scala – da portare fino a collasso. L'onere di queste prove sarebbe stato pari a 30.000 fiorini olandesi (circa 5.100.000 lire) per la prima fase e a 20.000 fiorini (circa 3.400.000 lire) per il modello a rottura. Il minor costo della seconda fase sarebbe dipeso dal riutilizzo di parti del primo modello, nonché dalla minore quantità di prove previste su di esso.<sup>245</sup> Dall'ISMES viene inoltre suggerita la possibilità di effettuare prove specifiche in collaborazione con l'Istituto di Aerodinamica del Politecnico di Torino, per determinare i valori del vento e del taglio dovuti al vento.<sup>246</sup>

Sulla base di questo programma, all'inizio di settembre all'ISMES si comincia ad allestire attrezzature e modelli, seppur con qualche modifica dettata dall'evoluzione simultanea del progetto<sup>247</sup> che farà allungare i tempi previsti: la conclusione delle prove sul primo modello, quello elastico, avverrà infatti solo nel dicembre dell'anno successivo.<sup>248</sup>



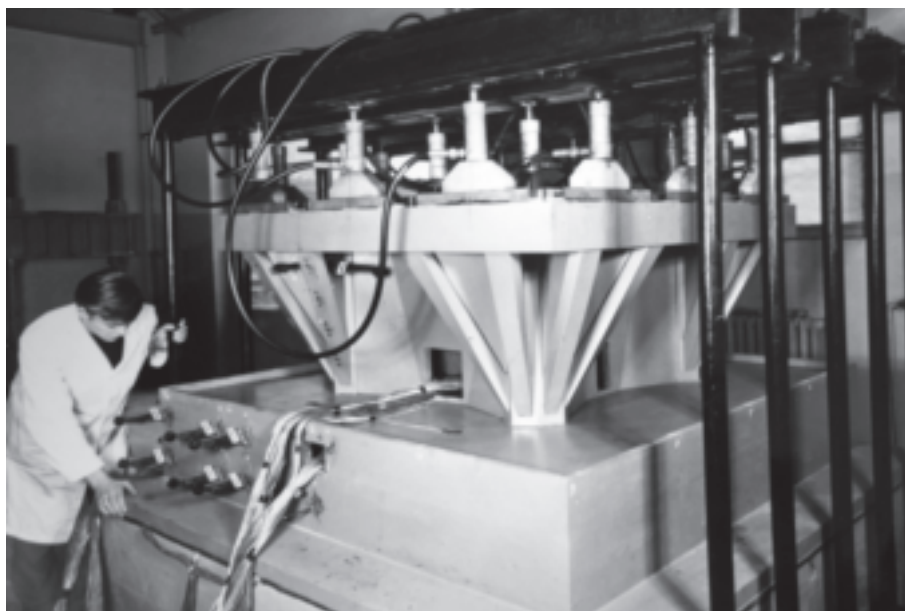
\_ Plan Schedeldoekshaven, Den Haag, dettaglio del modello architettonico.  
\_ Modello elastico della parte inferiore della Torre uffici a Den Haag durante le prove presso l'ISMES, 1964-1965 (Archivio Storico ISMES).

\_ Modello elastico della parte inferiore della Torre uffici a Den Haag durante le prove presso l'ISMES, 1964-1965 (Archivio Storico ISMES).



182

183



Le prove sul modello elastico in scala 1:25 avevano come scopo la valutazione dello stato di sforzo conseguente al peso proprio della struttura superiore dell'edificio e al vento su di esso agente, in particolare in relazione alla distribuzione dei carichi da quota 15,75 metri fino alla fondazione, al funzionamento delle grandi travate di fondazione e alle influenze causate da alcune aperture.<sup>249</sup> Il modello – costituito

da un impasto di araldite, sabbia e sughero con opportuni additivi<sup>250</sup> – riproduceva tutta la parte inferiore del grattacielo dal piano di fondazione fino all'imposta della struttura superiore, schematizzando con due lastre verticali piane la struttura di sostegno degli ascensori. Il modello fu appoggiato su un blocco di calcestruzzo interponendo un foglio di gommapiuma, e realizzando alcuni fori fu simulata la distribuzione delle deformabilità reali segnalate dallo Studio Nervi. L'attrezzatura di carico era composta da martinetti idraulici con bilancini e soles di sughero agenti in corrispondenza di vari punti, e il peso proprio fu simulato attraverso diversi tipi di carico. Il vento fu simulato in maniera cautelare, mentre l'effetto del taglio non fu riprodotto perché poco significativo.<sup>251</sup> Non sono note, probabilmente perché mai eseguite, le prove riferite agli altri modelli previsti.

#### I modelli della nuova sede del Bureau International du Travail di Ginevra

Qualche anno dopo la conclusione delle vicende olandesi, Pier Luigi Nervi fu chiamato a collaborare al progetto degli architetti Eugène Beaudouin (1898-1983) e Alberto Camenzind (1914-2004) per la nuova sede del Bureau International du Travail (BIT), costruito a Ginevra tra il 1970 e il 1973.<sup>252</sup> La struttura prevista per questo edificio era formata da un telaio in cemento armato di 10 piani sormontato da un piano attico e poggiante su un alto piano basamentale caratterizzato da pilastri di forma variabile, su di una pianta riconducibile a un rettangolo con due lati leggermente concavi e due convessi.

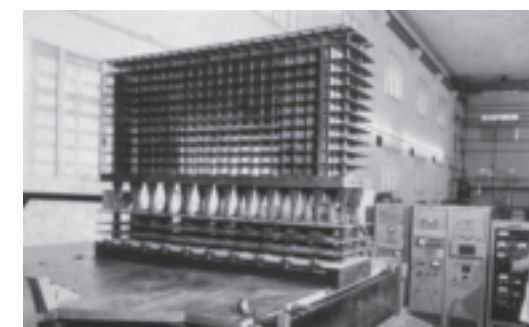
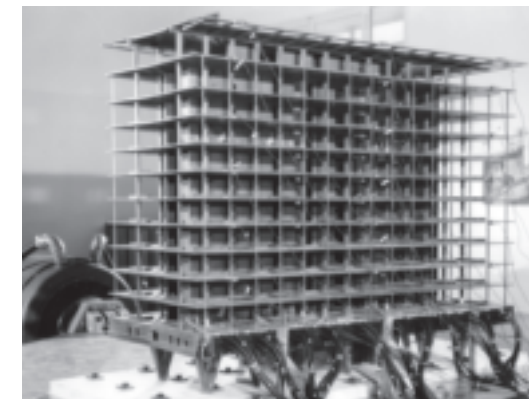
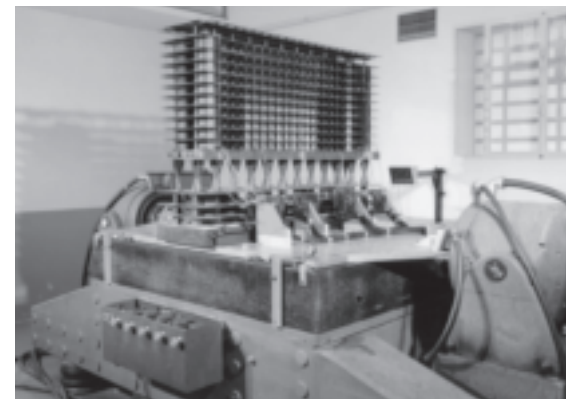
Nervi, nei panni di "alto consulente",<sup>253</sup> suggerì di verificarne la struttura su modelli in scala, procurando l'ennesima commessa all'ISMES. Alla fine del 1967,



infatti, all'Istituto di Bergamo viene fornito un dossier contenente le tavole di progetto, in modo da far preparare un preventivo per un'analisi aerodinamica.<sup>254</sup> A partire dai dati acquisiti, l'ISMES propone un programma di lavoro che comprende la realizzazione di un modello aerodinamico in legno in scala 1:150 da testarsi presso la galleria del vento del Politecnico di Torino, al prezzo di 2.000 dollari americani, per determinare i diagrammi dei carichi esterni applicati dal vento alla struttura.<sup>255</sup> Nei mesi successivi però questo programma sarà sostituito da una più impegnativa serie di prove, che si protrarrà fino al settembre del 1969.

Infatti la struttura dell'edificio fu riprodotta mediante due modelli elastici, entrambi in scala 1:40, sulla base dei disegni forniti dal committente, cioè dal BIT: il primo per la parte centrale e il secondo per una delle due parti laterali. Il modello della parte laterale fu considerato incastrato a quota 442,38 metri e perciò a tale quota fu vincolato a una piastra rigida in calcestruzzo, a sua volta collegata alla tavola vibrante; nel modello della parte centrale furono invece riprodotti anche i tre piani sotterranei. Anche i pilastri furono vincolati a una piastra di calcestruzzo e di conseguenza alla tavola vibrante.<sup>256</sup> Il modello fu confezionato utilizzando un impasto di resine sintetiche, le cui caratteristiche meccaniche furono determinate analizzando provini gettati contemporaneamente al modello.<sup>257</sup>

Le prove si svolsero utilizzando due eccitatori elettrodinamici che muovevano il modello e la piastra alla quale esso era vincolato, controllati da un'attrezzatura elettronica.<sup>258</sup> La risposta del modello alle eccitazioni fu misurata con accelerometri a quarzo piezoelettrico e con vari estensimetri incollati in vari punti del primo e



184

185



\_ Bureau International du Travail (BIT), veduta d'insieme (Archives photographiques de l'OIT, Genève).

\_ Modelli elastici in scala 1:40 della nuova sede del BIT durante le prove all'ISMES (Archivio Storico ISMES).

dell'ottavo piano della struttura. L'analisi condotta consistette nella determinazione delle curve di risposta in ampiezza e fase per un'eccitazione sinusoidale di frequenza variabile e nel rilevamento della deformata assunta dalla struttura in corrispondenza delle frequenze proprie di vibrazione.

I modelli furono sottoposti a prove separate, seguendo lo stesso procedimento: essi furono fissati al tavolo vibrante ed eccitati con moto sinusoidale, e l'accelerazione del tavolo fu mantenuta costante, mentre la frequenza fu fatta variare lentamente per ottenere una risposta della struttura corrispondente a quella di un'eccitazione stazionaria. Dalle prove – eseguite da Aldo Castoldi con la regia di Lauletta, Fumagalli e Oberti – si ottennero le curve di risposta in ampiezza e in fase (e da queste le frequenze di maggior interesse), la deformata del modello, gli sforzi assiali e di taglio indotti dalle sollecitazioni dinamiche.<sup>259</sup> In sintesi, si riuscì a ottenere la risposta della struttura nei confronti dei terremoti, permettendo ai committenti di procedere con la progettazione esecutiva dell'edificio.

#### Il metodo fotoelastico per il Motta Grill a Limena e per la Torre di Pisa

Per completare lo studio dei modelli “nerviani” testati all'ISMES negli anni Sessanta è necessario riportare lo sguardo sull'attività dell'ingegnere in Italia, analizzando alcune esperienze significative, per quanto di modesto rilievo. Tra la fine del 1964

e l'inizio del 1965 Nervi è infatti chiamato da Melchiorre Bega (1898-1976) a collaborare al progetto di un autogrill commissionato dalla Motta (cliente abituale dell'architetto bolognese)<sup>260</sup> nei pressi di Limena, in provincia di Padova. La peculiarità di questo edificio consiste nel fatto che esso si sviluppa come un ponte a cavallo dell'autostrada, riprendendo un tema già sperimentato da Bega in precedenza, ad esempio nel Motta Grill di Cantagallo (1961) vicino a Bologna, ma anche una proposta avanzata da Nervi (e non realizzata) per il ristorante a ponte per l'area di Greggio nel 1964, sempre per la Motta.<sup>261</sup>

Se il Motta Grill di Cantagallo si distingue per il profilo irregolare e per l'accento sulla trasparenza permessa dall'uso intensivo del vetro, la Stazione di servizio di Limena punta sulla solidità del cemento armato, plasmato in forma di gigantesche travi isostatiche con una luce centrale di 42,50 metri e con due sbalzi di 16,25 metri sui lati (75 metri di sviluppo complessivo). La conformazione di queste travi è caratterizzata da 13 aperture ottagonali di dimensioni variabili per lato, che corrispondono alle zone in cui la sollecitazione è minore. La campata del ponte è sorretta da due coppie di pilastri in cemento armato, alti circa 9 metri e aventi profilo variabile: l'utilizzo di superfici rigate permette infatti il passaggio da una sezione cruciforme al piede a una rettangolare in sommità, come sperimentato già diverse volte nelle opere di Nervi.

Dal momento che il quesito statico poteva essere riassunto come problema elastico piano, all'inizio del 1965 Nervi decide di ricorrere al metodo fotoelastico, «un mezzo particolarmente suggestivo ed elegante che consente di ottenere le fotografie delle curve di livello del tensore tangenziale degli sforzi e di desumere l'andamento delle isostatiche nel prototipo attraverso l'esame sperimentale delle curve isocline ottenute dal modello».<sup>262</sup> Una spiegazione più tecnica di questo procedimento è offerta dallo stesso Nervi nelle pagine di *Costruire correttamente*:

I metodi fotoelastici si basano sulla anisotropia birifrangente occasionale che si produce all'interno di un corpo isotropo trasparente per effetto di stati di sollecitazione. Se il corpo in stato di anisotropia viene attraversato da un raggio di luce polarizzata, si ha una deviazione nel piano di polarizzazione, deviazione che può essere messa in evidenza con un secondo diaframma trasparente polarizzante, disposto in modo da occludere il passaggio dei raggi non deviati e lasciare passare i deviati, in proporzione alla deviazione ricevuta. Provocando, mediante forze esterne, uno stato di sollecitazione in un corpo trasparente sottoposto a ricerca fotoelastica, si raccolgono su uno schermo, e si possono fissare in fotografia, alternanze di linee luminose e oscure la cui maggiore o minore sottigliezza e vicinanza, è funzione della intensità e variazione locale delle sollecitazioni subite.<sup>263</sup>

Nonostante questo metodo, molto utilizzato sin dall'inizio del secolo, stesse perdendo terreno a causa del crescente impiego di nuovi procedimenti di indagine, esso



— Copertina del primo numero della rivista "Strutture", diretta da C. Cestelli Guidi con A. Libera, P.L. Nervi e G. Oberti, aprile 1947.

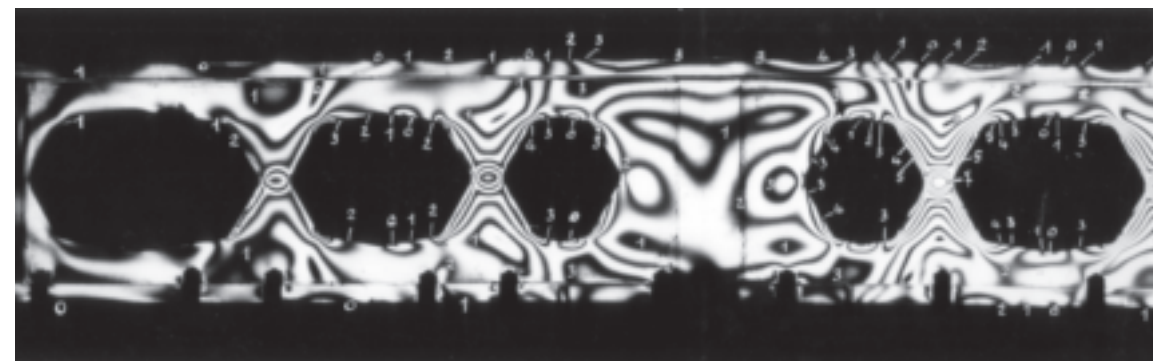
era ancora molto diffuso nei laboratori sperimentali, soprattutto per la sua efficacia didattica e per la sua economicità e facilità di esecuzione. La scelta di questa tecnica stupisce ancora meno se si tiene conto del fascino esercitato su Nervi dalla «bellezza e la poesia di questo tramutarsi degli stati di sollecitazione in giochi luminosi attraverso i quali possiamo vedere il propagarsi delle azioni esterne nell'interno di un solido»,<sup>264</sup> come scrisse ancora nel 1955.

Una ulteriore prova di questa suggestione è data anche dalla presenza di parecchie immagini relative al metodo fotoelastico – per lo più provenienti dal testo di Max Mark Frocht *Photoelasticity*, edito per la prima volta a New York nel 1941<sup>265</sup> – all'interno dei grandi album fotografici presenti presso lo Studio Nervi, che costituivano una sorta di collezione privata di riferimenti, personali e non, utilizzata per preparare lezioni e conferenze. È inoltre presumibile che la particolare attenzione di Nervi per questo tipo prove dipendesse anche dal contatto con Danusso e Oberti, che già nel 1932 – poco dopo l'inaugurazione del Laboratorio "Prove modelli e costruzioni" presso il Politecnico di Milano – avevano dato alle stampe un contributo sull'argomento.<sup>266</sup> Inoltre, nel 1947 un'immagine desunta da questa tecnica sperimentale era stata scelta come copertina per il primo numero di "Strutture. Rivista di scienza e arte del costruire" (aprile 1947), iniziativa editoriale di cui Nervi è direttore insieme a Cestelli Guidi (direttore responsabile), Libera e Oberti.<sup>267</sup>

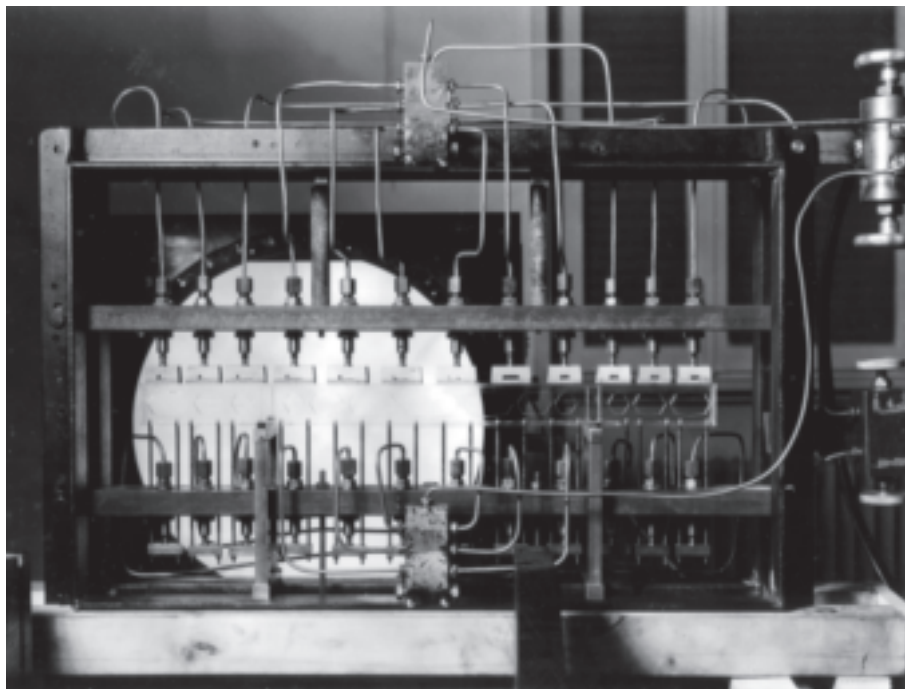
Questo favore sembra riassumere in maniera efficace l'approccio nerviano al problema statico: la visione concreta dell'andamento degli sforzi in una struttura – che nei limitati casi<sup>268</sup> investigabili attraverso questo metodo era ancor più chiara e

— Prospettiva del progetto per il Motta Grill di Limena (CSAC, Parma).

— Analisi fotoelastica sul modello in traliccio del Motta Grill di Limena, 1965 (Archivio Storico ISMES).







Modello in trolon del Motta Grill di Limena, 1965 (Archivio Storico ISMES).  
Veduta del Motta Grill di Limena nel 2010 (foto di Gabriele Neri).



diretta di quanto non fosse nei modelli in scala ridotta – riassume infatti meglio di ogni altra cosa gli auspici di Nervi a proposito dell'approccio didattico alla Scienza delle costruzioni e alla ricercata unità tra forma e tecnica.<sup>269</sup>

Uno degli aspetti più utili della fotoelasticità è quello di farci valutare, con visione diretta, quanto mai espressiva, quali concentramenti locali di sollecitazioni si vengano a determinare nei bruschi cambiamenti di sezione, negli angoli e in genere in tutti i punti singolari di una struttura. Queste constatazioni hanno un grande valore da un punto di vista più generale e di comprensione del comportamento statico dei materiali e mettono in evidenza la non naturalezza di quelle singolarità di forme che quasi sempre sono, contemporaneamente, discordanze estetiche e architettoniche. Ancora una volta forma e statica sono in perfetto accordo anche alla più profonda e meno appariscente radice dei fenomeni statici.<sup>270</sup>

Non si può dimenticare che l'analisi fotoelastica era servita, nel 1934, per dare forma a una delle due soluzioni presentate dal gruppo di Giuseppe Terragni al concorso per il Palazzo del Littorio a Roma, caratterizzata da un enorme muro concavo di porfido (80 x 25 metri) che fronteggiava, dalla parte opposta di via dell'Impero, la Basilica di Massenzio. Il muro, nel quale era ritagliata una tribuna in aggetto per i discorsi del Duce, era un azzardo strutturale: non poggiava a terra ma era "appeso" all'estremità di due gigantesche travi reticolari ad esso perpendicolari. Per rendere possibile questa acrobazia erano previsti tiranti in ferro purissimo, la cui disposizione era stata determinata proprio dall'analisi fotoelastica su un modello in fenolite della facciata. Proprio questa trama, simile a una ragnatela, contribuiva ad aumentare l'effetto scenografico complessivo, in una sintesi tra "scienza statica" e "virtù architettonica"; secondo i progettisti, la diretta continuazione della tradizione statica dei Romani.<sup>271</sup>

La struttura del Motta Grill, assimilabile a uno schema di tipo "Vierendeel" con sezione corrente a doppio T, fu riprodotta all'ISMES con un modello in scala 1:110 confezionato con un materiale fotoelasticamente sensibile ("trolon") all'inizio del 1965.<sup>272</sup> Fissato a un telaio metallico, su di esso fu applicato un carico mediante martinetti idraulici che esercitavano le spinte sul bordo superiore della trave tramite ripartitori con sughero interposto, mentre sul bordo inferiore agivano su alcuni dispositivi di attacco avvitati al modello.

La struttura fu verificata per tre configurazioni di carico: un carico uniforme di peso proprio della trave;<sup>273</sup> un sovraccarico uniforme<sup>274</sup> e un sovraccarico accidentale.<sup>275</sup> Le prove furono eseguite sotto la guida di Oberti, Lauletta ed Emanuele Fumagalli, con l'assistenza di Luigi Goffi.<sup>276</sup> La corrispondenza tra il modello in trolon costruito all'ISMES e l'aspetto finale dell'edificio dimostra come questa esperienza non generò particolari modifiche sul progetto.

Qualche anno dopo, nel 1973, il metodo fotoelastico verrà sfruttato ancora per un'altra verifica commissionata all'ISMES dallo Studio Nervi, in relazione al suo coinvolgimento nella ricerca di una soluzione per il sostentamento della Torre di Pisa. La ricetta immaginata da Nervi – poi non realizzata – consisteva in una paliificazione che avrebbe dovuto sostenere la platea di fondazione, e per vagliare tale ipotesi l'ISMES realizzò un modello piano in trolon di una sezione diametrale del primo gruppo di quattro pali (a partire dall'interno) in corrispondenza della massima inclinazione dell'asse della torre. La ricerca di laboratorio si sviluppò analizzando – con la fotoelasticità – il regime statico di tale sezione, e nello spessore del materiale del modello furono inseriti, in corrispondenza dei pali, i punti di carico.<sup>277</sup>

La lastra di trolon fu sottoposta a osservazione in luce polarizzata circolare, e il rilievo delle isocromatiche permise di dedurre – sfruttando i criteri di similitudine – i valori delle tensioni medie nello spessore.<sup>278</sup> «A conclusione della ricerca si può affermare che il disturbo indotto dal carico concentrato dei pali sul basamento è mediamente di entità sostanzialmente modesta».<sup>279</sup>

### Il modello del solaio della Cassa di Risparmio di Venezia

L'ISMES venne assoldato anche in relazione al coinvolgimento di Nervi nel progetto della nuova sede della Cassa di Risparmio di Venezia (1963-1972), sviluppato

insieme ad Angelo Scattolin.<sup>280</sup> Il nuovo edificio doveva sostituire il vecchio palazzo tardo-ottocentesco tra campo Manin e campo San Luca, e la strategia dei due progettisti consistette nel replicare la volumetria esistente attuando però una decisa differenziazione tra la struttura e l'involucro. Se quest'ultimo fu il frutto di lunghe e sofferte mediazioni con la Soprintendenza, all'interno emerge con chiarezza la mano nerviana, soprattutto nel grande salone destinato all'accoglienza del pubblico: grazie a quattro pilastri in cemento armato infatti lo spazio del piano terreno è lasciato completamente libero.

Su incarico della Cassa di Risparmio, all'inizio del 1968, l'istituto bergamasco fu chiamato proprio per risolvere i problemi legati alla statica del solaio tecnico di copertura di questo salone. Il solaio, a pianta pressoché trapezoidale, poggia su quattro piloni in cemento armato e si contraddistingue per la tipica conformazione delle nervature, simili a quelle di molte altre opere di Nervi. Esso fu riprodotto con un modello elastico in scala 1:25, confezionato con un impasto di resine sintetiche e sabbia con additivi, colato in una cassaforma di legno, al fine di studiarne il regime statico conseguente al peso proprio del solaio e delle strutture sovrastanti.

Le prove di carico<sup>281</sup> furono eseguite attraverso due serie distinte. Nella prima, preceduta da alcuni cicli preliminari di controllo dell'attrezzatura di carico e della regolarità degli appoggi del modello, si applicarono carichi gradualmente crescenti per dosare l'intensità nella seconda serie di prove. Le misure estensimetriche e flessimetriche furono così effettuate per un intervallo compreso tra un carico fisso di fondo pari a 0,5 volte e uno pari a 2 volte quello normale.<sup>282</sup> La seconda serie di prove fu eseguita con le medesime modalità della precedente, dopo avere però eliminato la serie di 9 pilastri ubicati in prossimità del vano scale e dei vari servizi. Le prove furono eseguite dal p.i. Renato Colombo; la relazione tecnica, conclusa nell'aprile del 1968, fu firmata da Lauetta e Fumagalli come condirettori dell'ISMES e da Oberti nelle vesti di consulente tecnico.

### Le prove sperimentali commissionate dalla Nervi & Bartoli all'ISMES

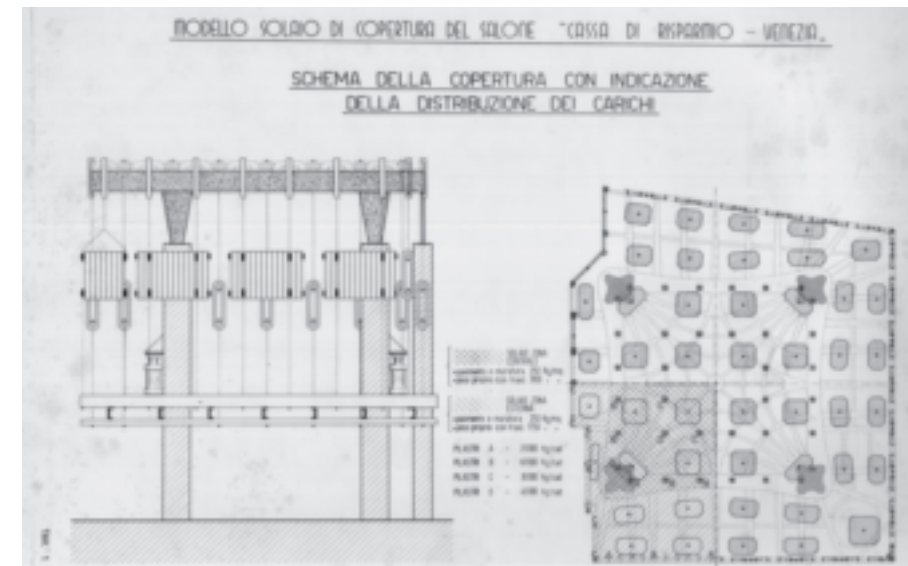
Durante la seconda metà degli anni Sessanta la Nervi & Bartoli commissionò all'ISMES la verifica di alcuni elementi strutturali, per lo più in scala al vero. È interessante notare come la Nervi & Bartoli avesse continuato a collaborare, per casi di modesta entità, con il laboratorio dell'Istituto di Scienza delle Costruzioni del Politecnico di Milano anche dopo la nascita dell'ISMES: ad esempio sono del 1963-1964 alcune prove sperimentali (in totale sei) per conto dell'impresa romana riferite al progetto per la Piscina Comunale di via Oglio 32 a Milano.<sup>283</sup> Con Nervi alle redini dell'ISMES però, quindi proprio dal 1964, la verifica di prototipi strutturali si svolse in prevalenza a Bergamo.

Quasi tutte queste prove furono legate alla celebre Aula delle Udienze pontificie in Vaticano (1963-1971) e sviluppate in accordo con la Italcementi, coinvolta nel progetto, che fece anche realizzare numerose ricerche presso il proprio laboratorio chimico centrale, finalizzate al confezionamento dello speciale impasto di calcestruzzo qui utilizzato.<sup>284</sup> Il legame tra Nervi e la società lombarda, passante come si è visto attraverso la Scuola di Danusso, è testimoniato dal contributo dell'ingegnere

al volume celebrativo del centenario dell'Italcementi,<sup>285</sup> del 1964, e dalle sue conferenze al Corso di perfezionamento per le costruzioni in cemento armato, istituito dalla Fondazione Fratelli Pesenti nel 1928 presso il Politecnico milanese.<sup>286</sup> Se si considera che fu proprio la Italcementi a fornire il calcestruzzo per il Grattaciolo Pirelli, si comprende quanto fosse solido e redditizio, sotto diversi aspetti, il legame tra tutti questi personaggi.

Nell'estate del 1966 all'ISMES si eseguirono due serie di prove statiche su una porzione di catena e sugli elementi dell'onda di copertura che caratterizza il profilo

\_ Modello elastico del solaio del salone della Cassa di Risparmio di Venezia: schema della copertura con l'indicazione della distribuzione dei carichi, 1968 (Archivio Storico ISMES).  
 \_ Modello elastico del solaio del salone della Cassa di Risparmio di Venezia, 1968 (Archivio Storico ISMES).  
 \_ Diagramma degli sforzi al reale per effetto del peso proprio del solaio e delle strutture sovrastanti, 1968 (Archivio Storico ISMES).







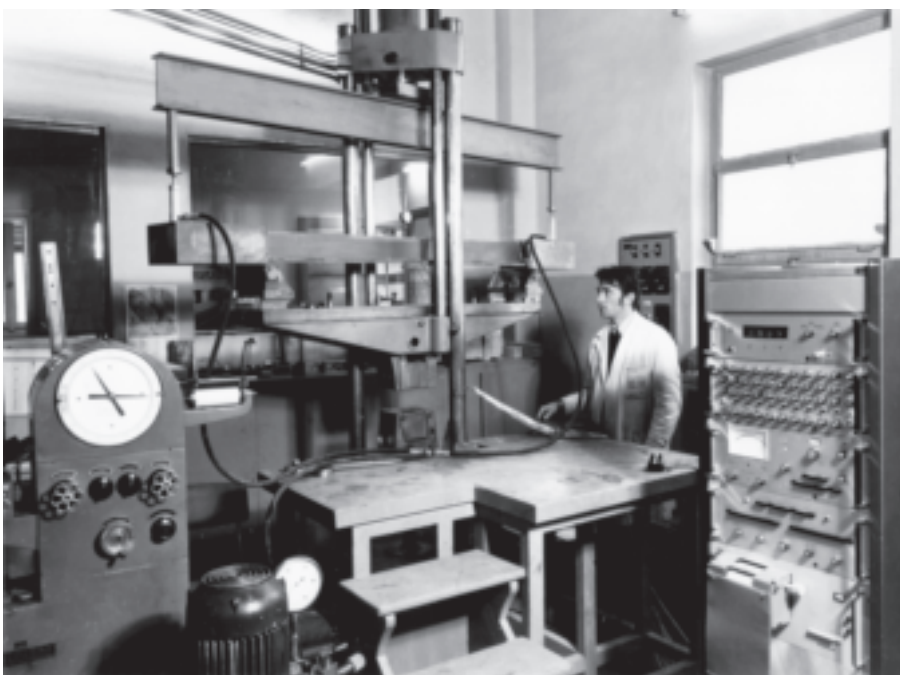
\_ Intradosso del modello  
 elastico del solaio del salone  
 della Cassa di Risparmio  
 di Venezia, 1968 (Archivio  
 Storico ISMES).  
 \_ Veduta del cantiere  
 della Cassa di Risparmio  
 di Venezia (Archivio Carive).  
 \_ Il salone della Cassa  
 di Risparmio di Venezia  
 (Archivio Carive).

dell'Aula Vaticana. Il prototipo della catena costruito a Bergamo, lungo 180 centimetri, avente sezione 25 x 25 centimetri e armato con ferri 9  $\varnothing$  36, riproduceva un quarto della sezione di progetto, e venne sollecitato a trazione mediante una specifica apparecchiatura di carico.<sup>287</sup> Per garantire l'esattezza dei risultati, il tutto fu posto all'interno di una camera ad aria condizionata con temperatura costante (18 °C), e le prove furono condotte mettendo progressivamente in carico l'elemento.<sup>288</sup> Il carico massimo fu tenuto costante per un periodo di 15 giorni, durante il quale non si riscontrò alcun fenomeno di *fluage*. Per la seconda prova fu invece il committente – la Nervi & Bartoli – a confezionare e spedire a Bergamo due campioni (A e B) dell'onda di copertura da verificare, differenti perché in corrispondenza del giunto la loro scorza si presentava rispettivamente continua o discontinua. Il campione "A" fu sollecitato applicando il carico assiale sulla testata in corrispondenza sia del nucleo sia della scorza, mentre il "B" solo sul nucleo. Come riportato nella relazione tecnica di Enzo Lauletta, Emanuele Fumagalli e Guido Oberti, su entrambi i campioni non si notarono rotture fino al carico di collasso.<sup>289</sup>

La seconda esperienza commissionata in questi anni all'ISMES dalla Nervi & Bartoli, presumibilmente riferita ancora alla "Sala Nervi", fu invece diretta alla determinazione del modulo elastico e del carico di rottura per compressione di due pilastri prismatici a sezione quadrata in c.a. Il primo pilastro, alto 200 centimetri e con lato di 40 centimetri, fu confezionato il 23 gennaio 1967 con un dosaggio di 500 kg m<sup>-3</sup> di "supercemento Portland", mentre per il secondo – di egual misura – fu utilizzato "cemento Portland 730" con un dosaggio di 400 kg m<sup>-3</sup>. All'inizio delle prove, svolte il 23 febbraio e il 2 marzo 1967, furono verificate la verticalità e la centratura dei pilastri sull'asse della pressa impiegata.<sup>290</sup> I pilastri furono portati fino a rottura, come documentato dalle fotografie allegate alla relazione tecnica.<sup>291</sup>

Un terzo caso ebbe come oggetto l'analisi del comportamento a rottura per compressione semplice su colonnette in marmo monolitiche e a rocchi per l'atrio dell'Aula vaticana.<sup>292</sup> Questa esperienza fu portata a termine dall'ISMES nel gennaio del 1968, ma purtroppo non ne è rimasta traccia.<sup>293</sup>

Ancora per lo stesso edificio, tra l'estate del 1968 e la primavera dell'anno successivo all'ISMES furono condotte altre prove su 12 campioni di calcestruzzo in graniglia e cemento bianco, confezionati direttamente dalla Nervi & Bartoli, al fine di determinare la variazione nel tempo del modulo di Young e del carico di rottura a compressione.<sup>294</sup> Dopo essere stati distinti in base alla data di getto, i campioni furono posti in una camera ad aria condizionata con temperatura di 21 °C e umidità relativa del 70%. I campioni n. 1 (confezionato il 30 agosto 1968) e n. 7 (confezionato il 3 settembre 1968) furono i primi a essere testati: il 10 ottobre 1968 infatti essi furono sottoposti a un carico massimo di 150 kg cm<sup>-2</sup>. L'intensità fu dettata dalla volontà di ripetere le stesse prove, sugli stessi provini, per 6 mesi, con cadenza mensile.<sup>295</sup> In concomitanza con le prove su questi due campioni "base", fu eseguita mensilmente anche la rilevazione del modulo elastico su altri due campioni per volta, ognuno appartenente a un diverso "gruppo" di stagionatura. Finito il rilevamento delle deformazioni, ogni campione fu segato in due tronchi, ottenendo cubi di lato pari a circa 16 centimetri sui quali si procedette alle prove di rottura a compressione.



\_ Prove statiche varie su un elemento di catena, 1966 (Archivio Storico ISMES).  
 \_ Prove statiche varie su un pilastro in c.a., 1967 (Archivio Storico ISMES).  
 \_ Modello di trave a *shed* per la nuova Rimessa "Tor Sapienza", 1971 (Archivio Storico ISMES).

Qualche anno più tardi all'ISMES furono inoltre condotte prove su un modello di trave a *shed* per la nuova rimessa "Tor Sapienza", portate a termine nel giugno del 1971 e finalizzate alla determinazione del suo grado di sicurezza rispetto a eventuali fenomeni di instabilità dovuti al momento provocato dal peso proprio della trave e da un sovraccarico di  $150 \text{ kg m}^{-2}$ .<sup>296</sup> Questa esperienza si discosta in modo netto dalle altre: innanzitutto perché si lavorò su un modello in scala (1:20) e non su un prototipo al vero, e poi perché invece del cemento si impiegò la resina epossidica, implicando quindi una sperimentazione in regime elastico lineare.<sup>297</sup> Queste prove furono eseguite a cura di Luigi Ruggeri, sotto il controllo di Oberti e Fumagalli. L'assenza di Lauletta si spiega purtroppo con la sua prematura morte, avvenuta lo stesso anno.

#### Nervi in Australia: l'analisi sperimentale condotta a 10.000 miglia di distanza

Come si è visto, la distanza geografica non precluse mai la possibilità di sfruttare le competenze dell'ISMES al di fuori dei confini nazionali. Grazie a una fitta rete di corrispondenze e amicizie, unita all'abile attività promozionale svolta a beneficio dell'Istituto, Nervi infatti ebbe modo di esportare l'eccellenza della Scuola danusiana in Svizzera, in Olanda, a Montreal, a Norfolk, ad Hanover, a New York e addirittura sulla *West Coast* americana. Del resto bisogna ricordare come l'attività di Oberti e colleghi si fosse ampliata internazionalmente già parecchi anni addietro, ad esempio in relazione alla copertura dell'Università di Tucumán e soprattutto attraverso i progetti e le consulenze per dighe sparse in tutto il mondo. Tuttavia l'Australia, a circa 10.000 miglia da Roma e da Bergamo, era lontanissima.<sup>298</sup>

#### Australia vs. Bergamo: la verifica sperimentale dell'Australia Square Tower

L'attività di Nervi in territorio australiano, sulla quale è stato scritto ben poco, può essere fatta cominciare con l'ambizioso progetto del 1958 per la Cattedrale di New Norcia a Perth, sviluppato con Vacchini e Vannoni e caratterizzato da una enorme volta a crociera alta circa 30 metri, composta da elementi romboidali prefabbricati e appoggiata su tre pilastri inclinati in cemento armato,<sup>299</sup> che però rimase sulla carta.

La prima vera occasione per costruire qualcosa in questo continente si presentò in seguito ai contatti con Harry Seidler (1923-2006), architetto austriaco trapiantato in Australia dopo una lunga e feconda esperienza negli Stati Uniti, che Nervi ebbe modo di conoscere a Parigi nel 1955.<sup>300</sup> Poco tempo dopo Seidler richiese infatti la consulenza dell'ingegnere italiano a proposito del progetto dell'Australia Square Tower (1961-1967), un'altra opera "da record".

Il grattacielo, alto all'incirca 215 metri (600 piedi), si distingue nello skyline di Sydney per la sua particolare silhouette, generata da una pianta circolare di 42 metri di diametro e strutturalmente composta da nucleo centrale e venti pilastri trapezoidali disposti sul perimetro esterno. Il tutto in cemento armato. Il nucleo è formato da due muri circolari, uno interno e uno esterno, uniti tra loro da venti diaframmi



radiali che si sviluppano per tutti i cinquanta piani dell'edificio, formando delle "celle" contenenti ascensori e corridoi d'accesso ai piani. A loro volta, i pilastri perimetrali (a sezione variabile in altezza) si collegano alla struttura centrale mediante travi radiali per creare un sistema solidale.

L'intervento di Nervi non interessò l'intero progetto ma si concentrò su alcuni punti critici, ovvero la definizione delle venti colonne perimetrali e dei solai, con particolare riferimento ai primi piani dell'edificio che richiedevano una soluzione specifica dal punto di vista tecnologico e formale: questi *special floors*<sup>301</sup> avrebbero dovuto sopportare un carico più elevato rispetto agli altri e ovviamente sarebbero stati maggiormente visibili dallo spazio pubblico circostante, che divenne ben presto «the most popular urban space in Sydney».<sup>302</sup>

A questi temi Nervi risponde nel 1963, proponendo una soluzione che sfruttava i suoi cavalli di battaglia, ben conosciuti anche in Australia:<sup>303</sup> l'utilizzo di pannelli prefabbricati in conglomerato funzionanti come casseforme a perdere per i pilastri e un sistema di nervature curvate in ferroceemento per i solai dei piani speciali, plasmate in modo da seguire l'andamento dei carichi. Questa proposta, che ottenne subito il plauso di Seidler, viene approvata anche dal punto di vista economico: «although involving a little more expense, are such that it is practically certain that these schemes will be used, about which I am very happy».<sup>304</sup>

Tutto procede per il verso giusto dunque, ma per Nervi si rende assolutamente necessario il ricorso a una verifica sperimentale su modelli in scala ridotta:

Lei mi informa inoltre che non è stata ancora presa la decisione circa la prova su modello dell'edificio. Desidero insistere vivamente affinché tale decisione sia presa in senso positivo. Come abbiamo avuto modo di discutere ritengo impossibile mediante soli calcoli statici indagare l'effettivo comportamento statico della struttura. I calcoli, anche se molto raffinati e complessi, potranno fornire solamente una visione approssimata e orientativa della struttura stessa. Ritengo pertanto, che una indagine statica sperimentale non possa che portare dei sensibili vantaggi sia sotto il profilo statico che sotto il profilo economico.<sup>305</sup>

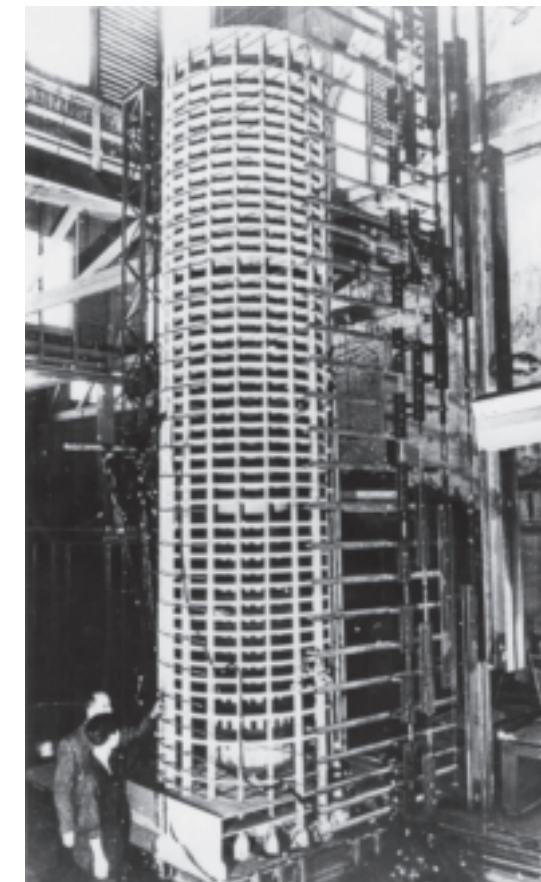
Esposta la sua posizione, Nervi inizia a incalzare Seidler cercando di ottenere che queste prove siano svolte sotto l'egida dell'ISMES, e per convincere i colleghi australiani mostrerà a Mr. J. Stigter (*Senior Design Engineer* dello Studio associato locale Civil & Civic per questo progetto), durante una sua visita a Roma, le relazioni delle prove fatte sui modelli del Grattacielo Pirelli e della Torre di Montreal. In un primo momento questa ipotesi sembra attecchire, e infatti viene richiesto un preventivo per l'eventuale collaborazione dell'Istituto bergamasco, che sarà stabilito pari a 20.000 dollari americani.<sup>306</sup> Tuttavia, la risposta definitiva a questa questione, che tarda ad arrivare, sarà comunicata alla fine del febbraio 1964:

We have considered the alternatives of having the model constructed at Bergamo or in Australia. After a thorough investigation of staff and facilities available here, we have decided to have the model made by the University of the New South Wales, in Sydney.<sup>307</sup>

Nervi è spiazzato, e la delusione lo conduce a rispondere in modo duro a R.L. Hammond (Civil & Civic), mettendo chiaramente in evidenza quanto fosse importante e addirittura indispensabile il suo diretto controllo sulle verifiche sperimentali per assolvere all'incarico:



L'Australia Square Tower a Sydney, 1961-1967 (foto di Gabriele Neri) e veduta del relativo modello elastico.



nel momento in cui il mio nome resta ufficialmente unito a quello dei vostri progettisti quale "Associate Consultant Structural Engineer" mi addosso una responsabilità morale ... seria e importante. Non Le nascondo che il fatto che le ricerche statiche su modello siano fatte in un Laboratorio Australiano (cosa del resto molto giusta dal vostro punto di vista e per i vostri tecnici) laboratorio che non conosco, e di cui non potrei seguire e controllare i dati e tanto meno discuterli per arrivare ad una loro corretta interpretazione, rende per me molto difficile se non impossibile l'incarico di "Associate Consultant Engineer". So infatti per esperienza quanto sia delicata la esatta interpretazione delle misure date dagli estensimetri e come questo essenziale lavoro debba essere svolto in stretta collaborazione ed in piena reciproca comprensione con gli sperimentatori. Nella evidente impossibilità da parte mia di svolgere tale azione che considero l'apporto più importante che io avrei potuto dare allo sviluppo del vostro progetto preferisco declinare tale incarico che diventerebbe puramente formale. In conseguenza vi chiedo che la mia collaborazione rimanga anonima ovvero senza alcun incarico ufficiale. Tale collaborazione si limiterà a quella di carattere tecnico-architettonico già svolta qui a Roma e riguardante la modifica dei pilastri e la struttura dei solai. Inoltre comprenderà lo studio esecutivo dei solai speciali e quello delle casseforme pre-fabbricate per i pilastri e tutte quelle altre questioni specifiche che voi stessi vorrete precisarmi.<sup>308</sup>

Nervi è deluso, forse indispettito, da questo imprevisto. Come sa bene però la logica sta dalla parte degli australiani: perché far realizzare a Bergamo il modello di un grattacielo da costruire a Sydney?

Nel corso del 1964, mentre il progetto del grattacielo procede verso la sua definizione, il Dipartimento di Strutture della *School of Civil Engineering* dell'Università del New South Wales, sotto la guida di P.S. Balint<sup>309</sup> e F.S. Shaw,<sup>310</sup> inizia quindi a preparare il terreno per svolgere le prove richieste, finalizzate in particolare ad investigare gli effetti dell'azione del vento in alcuni punti della struttura. Le prove si svolsero in tre fasi reciprocamente collegate, così sintetizzabili: 1) costruzione e sperimentazione di un modello strutturale<sup>311</sup> in scala 1:30 (quindi alto 22 piedi, circa 6,70 metri) in "Plastrene 97",<sup>312</sup> sul quale compiere le misure degli sforzi e delle deformazioni causate da un carico dipendente dal vento, adeguatamente simulato; 2) analisi mediante computer basata sui risultati ottenuti dal modello; 3) accertamento delle condizioni di taglio in alcune parti del nucleo centrale dell'edificio impiegando il metodo fotoelastico.<sup>313</sup> Un commento sull'operato di Balint sarà espresso a Nervi da Stigter, a prove ultimate, con parole che sembrano involontariamente essere di sfida nei confronti dell'ISMES...

The Model was extremely interesting, very well made and an accurate scale model of the actual structure. ... We were very much impressed with the University of New South Wales and with the performance of Mr. P. Balint. The technique he used is a new development in Model construction, never used anywhere else before. The results obtained confirmed my calculations and the special theory that I had developed.<sup>314</sup>

198



Dettaglio dell'Australia Square Tower a Sydney (foto di Gabriele Neri).

## MLC Project

Il contributo di Nervi al progetto dell'Australia Square Tower fu molto apprezzato, tanto che pochi anni più tardi Harry Seidler decise di richiamarlo come consulente per un altro ambizioso grattacielo, da realizzare sempre a Sydney. Si tratta del MLC Centre (1972-1978), la torre che con i suoi 250 metri di altezza ottenne a suo tempo il primato di più alto edificio per uffici in cemento armato al mondo. Il grattacielo presenta una pianta ottagonale che si sviluppa per sessantacinque piani, e dal punto vista strutturale si fonda su di un sistema statico composto da un nucleo centrale rigido a pianta quadrata, da otto pilastri esterni con sezione variabile (essi si "torcono" per rispondere convenientemente all'azione del vento) e da grandi travi perimetrali (di luce pari a 11 e 19 metri) di collegamento tra i pilastri che caratterizzano la facciata. L'arretramento delle superfici vetrate rispetto alla struttura esterna genera una scansione di pieni e di vuoti, proteggendo dai raggi solari.

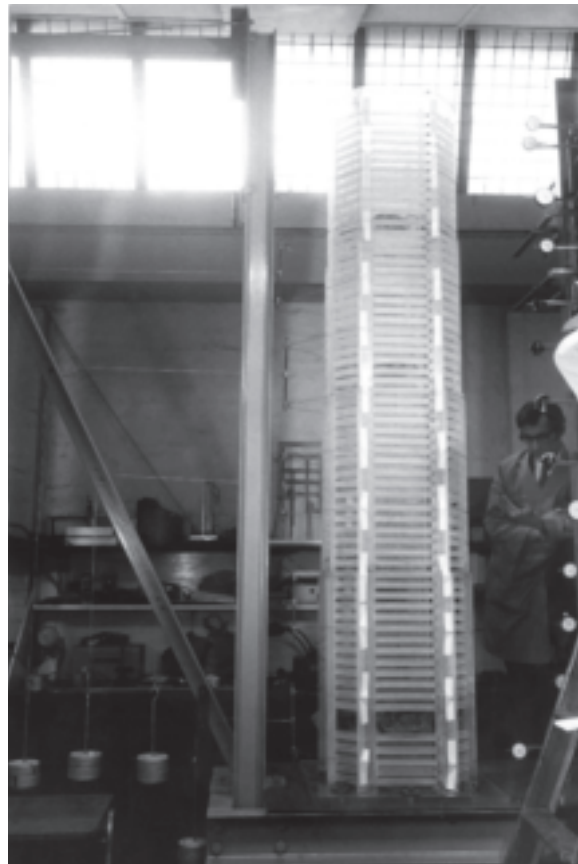
Pure in questo caso il contributo di Nervi si focalizzò su alcuni nodi specifici, relativi ai corpi esterni e indipendenti dal grattacielo vero e proprio: il progetto dei solai nervati in ferrocemento della lobby del teatro da 1.100 posti che rimpiazzava il vecchio *Theatre Royal*, della copertura del ristorante e di alcune strutture "a fungo" poste negli immediati dintorni.<sup>315</sup> Problemi non troppo onerosi, che Nervi risolse con il suo consueto repertorio tecnologico e formale. La prova di un coinvolgimento nella definizione generale della torre ci è però fornita dallo stesso Harry Seidler: «... When I discussed the idea of a 250 m-high concrete tower with Nervi, his advice was to limit the number of exterior columns and let them be heavily loaded. Just as a tree trunk, they should spread outward at their bases for greater stability...».<sup>316</sup> Un suggerimento che conferma le strategie adottate da Nervi sia nel Grattaciolo Pirelli che nella Torre di Montreal.

Come per l'Australia Square Tower, i progettisti locali decisero di condurre delle verifiche sperimentali su modello a Sydney, forse senza neanche prendere in considerazione l'idea di coinvolgere l'ISMES (e non sono noti tentativi in questo senso da parte di Nervi: la battaglia era già stata persa qualche anno prima). Questa volta però tali prove, commissionate sempre dalla Civil & Civic Pty Ltd., furono svolte presso un altro laboratorio: quello del Department of Architectural Science dell'Università di Sydney. Sotto la regia di John S. Gero,<sup>317</sup> direttore del Laboratorio di Modelli strutturali del suddetto Dipartimento, fu realizzato un modello elastico in metacrilato polimetilico in scala 1:95 (alto 8 piedi, circa 2,43 metri), sul quale furono condotte prove preliminari con lo scopo di fornire dati di conferma della stabilità strutturale dell'edificio, successivamente confrontati con quelli prodotti da un modello elaborato al computer con il programma FRAME del *Compunet Bureau*.<sup>318</sup> La particolarità di questa esperienza fu sottolineata dallo stesso John S. Gero:

Dato che questo sarà l'edificio più alto d'Australia ... la necessità di un modello reale è pienamente giustificata. ... Inoltre la prova è fuori dal comune per svariati altri motivi. Come per molti altri studi, il tempo è una restrizione che in questo caso diventa critica. Le prove su un modello simile richiedono normalmente un minimo di 20 settimane. Questa ricerca doveva aver luogo in 10 settimane. Ancora più fuori dal comune è il fatto che le dimensioni del prototipo non erano state fissate e dato che il modello era un modello di fattibilità, ciò dava al

199





progettista del modello ancora più libertà nella scelta delle scale per poter utilizzare materiale disponibile sul mercato e per ritoccare ove necessario le dimensioni del prototipo in modo da adattarle al modello. ... Le prove su modello sono state ampiamente usate per determinare la fattibilità delle soluzioni strutturali ed anche per confermare studi teorici; queste prove sono avallate da entrambi Codici Australi[a]ni per la progettazione in acciaio e cemento.<sup>319</sup>

\_ Veduta del MLC Project, 1972-1978 (foto di Gabriele Neri) e veduta del relativo modello elastico.

I risultati ottenuti dal modello e dall'analisi al computer furono quasi analoghi (entro il 15% di differenza),<sup>320</sup> e confermarono l'altissimo grado di rigidità della struttura e quindi la sua fattibilità, «giustificando l'uso di un'alta rigidità assiale situata lontano dall'asse neutro dell'edificio».<sup>321</sup>

Pur rimandando l'analisi approfondita di queste prove alla bibliografia e alle relazioni di riferimento,<sup>322</sup> è possibile compiere un breve raffronto tra l'attività svolta in Australia sui modelli dei due grattacieli di Sydney e quella dell'ISMES in Italia. In primo luogo bisogna sottolineare le differenze sostanziali tra i laboratori australiani in questione e l'Istituto bergamasco: i primi erano organismi interni alle università, mentre il secondo era un ente (relativamente) autonomo, la cui indipendenza era stata conquistata proprio come liberazione dalle restrizioni accademiche precedenti. Al di là delle implicazioni amministrative, questo significava una disponibilità ben più ampia di attrezzature e soprattutto di spazio, e prova di ciò sembrerebbe

essere anche la dimensione dei due modelli realizzati in Australia: grandi, ma mai quanto quelli dell'ISMES. Ovviamente un confronto tra la realtà italiana e quella australiana necessiterebbe di ricerche ben più approfondite, ma il ricorso a modelli elastici piuttosto che a modelli strutturali "veri e propri" (secondo la definizione di Oberti) avvalorerebbe questa tesi. Del resto però in Australia sembra essere più progredita l'interfaccia tra sperimentazione su modelli fisici e modellazione numerica: in questi anni infatti i nuovi metodi permessi dai rapidi progressi dell'informatica stavano iniziando a soppiantare la modellazione strutturale in scala ridotta (che comportava non pochi oneri economici e difficoltà operative), e in questo campo il panorama anglosassone era all'avanguardia.<sup>323</sup> Al contrario, nonostante le eccellenze in svariati campi, questo settore non poteva essere considerato una delle peculiarità dell'ISMES, dove una divisione specifica dedicata al *metodo degli elementi finiti* si sviluppò solo verso la fine degli anni Sessanta.<sup>324</sup>

–1. Cfr. MAXXI-PLN, pacco 3 B, “Corrispondenza Prof. Nervi 1962-63. A-H”, lettera da Ferdinando Danusso a Pier Luigi Nervi, 10 maggio 1963.

–2. Cfr. 1951-1961. ISMES, cit. alla nota 3 cap. 2, pp. 28-31.

–3. Di questi modelli, 12 erano in fase di preparazione o sperimentazione.

–4. «La “School of Design” della Università della Nord-Carolina USA, diede all'ISMES incarico (nel 1958) di esperire prove sul comportamento statico di una originale copertura in c.a. a pianta circolare, progetto dell'Arch. Caminos, conformata secondo una superficie deformata ottenuta per stiramento di una membrana elastica. Il modello ( $\lambda = 24$ ) realizzato con la riproduzione dell'armatura (parzialmente in ferro-cemento), prevista dal progettista, venne sperimentato all'azione verticale, combinata dall'effetto peso proprio e carichi accidentali, incrementata sino al collasso» (G. Oberti, *L'evoluzione dei modelli fisici impiegati nello studio delle strutture in calcestruzzo semplice ed armato*, “L'industria italiana del Cemento”, n. 9, 1980, p. 679). La collaborazione tra Oberti e Horacio Caminos si era già manifestata in occasione delle vicende relative alla città universitaria di Tucumán, alla fine degli anni Quaranta, come si è visto nel primo capitolo del presente studio. La School of Design del North Carolina era stato il primo ateneo ad accogliere Nervi negli Stati Uniti. Cfr. A. Bologna, *Pier Luigi Nervi negli Stati Uniti, 1952-1979*, Firenze University Press, Firenze 2013.

–5. Emanuele Fumagalli, già ingegnere dell'ISMES, ha affidato a un sito internet i suoi ricordi, talvolta non completamente precisi ma comunque utili, relativi all'esperienza condotta presso l'Istituto di Bergamo. Cfr. [www.asim.it](http://www.asim.it), consultato nel giugno 2010.

–6. *Ibidem*.

–7. Ad esempio nel 1960 si svolse un convegno su questo tema, organizzato dagli “Amici del Mondo” e sostenuto dal Partito Radicale, nel quale Eugenio Scalfari sottolineò i probabili benefici che la nazionalizzazione avrebbe portato per l'Italia, relativamente sia alle tariffe sia al livello tecnico generale.

–8. Cfr. [www.asim.it](http://www.asim.it), consultato nel giugno 2010.

–9. «Il passaggio all'ENEL ha segnato indubbiamente un salto di qualità, l'Istituto è passato dalla pura modellistica a un'intensa ricerca applicata. L'ENEL e i suoi Uffici Studi provvedevano alla ricerca di base e la mettevano a disposizione dell'Ismes per gli obbiettivi non solo dell'Ente, ma anche di altri committenti. Nuova scienza, nuova tecnica e grande articolazione: l'Ismes poteva esser l'attore unico di un progetto o associato con l'ENEL e con altri» (F. Favero, cit. in G. Bocca, *ISMES*, cit. alla nota 4 cap. 2, p. 36).

–10. Cfr. G. Bocca, *ISMES*, cit. alla nota 4 cap. 2, pp. 31-32.

–11. Per la Diga del Vajont furono studiate da Oberti quattro distinte soluzioni a partire dal 1940 circa. Grazie a diversi modelli si giunse nel 1957 al progetto finale, che prevedeva una diga a volta a doppia curvatura dell'altezza di 265 metri, con uno sviluppo del coronamento di 190 metri e corda di 168 metri.

–12. Cfr. G. Bocca, *ISMES*, cit. alla nota 4 cap. 2, p. 34.

–13. Cfr. A. Castoldi, *Attività dell'ISMES in campo dinamico*, in *ISMES. 1961-1971*, ISMES, Bergamo 1972, pp. 39-48.

–14. Cfr. G. Bocca, *ISMES*, cit. alla nota 4 cap. 2, p. 36.

–15. Cfr. R. Legault, *Place Victoria: la risposta di Moretti al paradigma miesiano*, in B. Reichlin, L. Tedeschi (a cura di), *Luigi Moretti. Razionalismo e trasgressività tra barocco e informale*, catalogo della mostra al MAXXI di Roma (30 maggio-28 novembre 2010), Electa, Milano 2010, pp. 329-339; A. Sheppard, *Place Victoria: il simbolo della collaborazione tra architetto e ingegnere, ibidem*, pp. 341-351.

–16. S. Poretti, G. Capurso, *Trasfigurazioni di strutture, ibidem*, p. 375.

–17. Cfr. ad esempio L. Moretti, *Struttura come forma*, “Spazio”, dicembre 1951-aprile 1952, n. 6, pp. 21-30.

–18. ACSRo, Fondo Luigi Moretti, b. 53, 2, *Torre della Borsa di Place Victoria in Montreal*, dattiloscritto, cit. in R. Legault, *Place Victoria*, cit. alla nota 15, p. 329.

–19. In particolare si veda l'interpretazione di P. Collins, *Stock Exchange Tower, Montreal*, “Architectural Review”, vol. 139, giugno 1966, pp. 432-438.

–20. Tra le critiche negative, all'interno di un'indifferenza generalizzata da parte della critica italiana, spicca quella avanzata da R. Bonelli, *Moretti*, Editalia, Roma 1975, p. 13.

–21. MAXXI-PLN, Corrispondenza Ponti-Nervi, lettera da Gio Ponti a Pier Luigi Nervi, 17 febbraio 1962.

–22. Cfr. G. Neri, M.M. Leoni, *La struttura come forma. Pier Luigi Nervi e Luigi Moretti (1950-1965)*, in S. Pace (a cura di), *Pier Luigi Nervi. Torino, la committenza industriale, le culture architettoniche e politecniche italiane*, Silvana Editoriale, Cinisello Balsamo 2011, pp. 105-111.

–23. Per un'analisi esaustiva della vicenda progettuale si rimanda ai citati saggi di R. Legault, A. Sheppard, S. Poretti e G. Capurso in B. Reichlin e L. Tedeschi (a cura di), *Luigi Moretti*, cit. alla nota 15. Cfr. anche F. Vanlaethem, *Tour de la Bourse-Place Victoria. 1961-1965*, in C. Olmo, C. Chiorino (a cura di), *Pier Luigi Nervi*, cit. alla nota 8 cap. 1, pp. 174-177.

–24. L'edificio aprì ufficialmente il 17 ottobre 1965. La costruzione fu diretta dall'impresa

E.C.M. Cape Company con la collaborazione di un'impresa di origine francese, la Janin Construction, per l'erezione dell'ossatura in cemento armato.

–25. La Società Generale Immobiliare, che era la più importante impresa di costruzioni d'Italia, si associò alla Mercantile Bank canadese e a una cordata di imprese italiane dando vita, nel novembre 1960, alla Place Victoria St. Jacques.

–26. La lista degli studi coinvolti comprende anche l'architetto Jacques Morin di Montreal.

–27. Paul Weidlinger (1915-1999) nella sua carriera lavorò con molti architetti famosi: Marcel Breuer, Gordon Bunshaft, Walter Gropius, Eero Saarinen e Josep Lluís Sert.

–28. Mario Salvadori (1907-1997) strinse un particolare legame professionale e d'amicizia con Nervi, tanto da divenire uno dei riferimenti più solidi per l'attività di Nervi negli Stati Uniti. Per un approfondimento cfr. A. Bologna, *Pier Luigi Nervi*, cit. alla nota 4.

–29. Per poter esercitare la professione in Canada, Nervi ottiene una licenza temporanea dalla Corporation of Professional Engineers of Quebec, attiva per circa tre anni dal marzo 1961 (data stimata per l'inizio delle analisi preliminari). Come sottotitola il documento, questa licenza è una «Application form to be used for a temporary licence by an engineer not registered in an association of professional engineers in Canada to practise engineering in the province of Quebec in connection with a specific project». MAXXI-PLN, pacco 55 A, cart. “Complesso edilizio Montreal - 1125 corrispondenza”, *Corporation of Professional Engineers of Quebec. Temporary License Form*, s.d.

–30. Successivamente viene nominato come *Project Director* Edward M. Landway (come rappresentante dello studio Panero-Weidlinger-Salvadori Limited) che dirigerà l'iniziativa rispondendo sempre a de Leva.

–31. Secondo questo cronoprogramma il primo fabbricato avrebbe dovuto essere ultimato per la seconda metà del 1963, e perciò l'avvio della costruzione era previsto per l'inizio della primavera del 1962, al termine degli scavi. I tempi saranno però notevolmente dilatati. MAXXI-PLN, pacco 55 A, cart. “Complesso edilizio Montreal - 1125 corrispondenza”, Andrea Ciaccio, *Victoria Square Project. Impostazione della progettazione*, verbale della riunione del 10 febbraio 1961 a Roma.

–32. *Ibidem*.

–33. *Ibidem*.

–34. *Ibidem*.

–35. *Ibidem*.

–36. *Ibidem*, Andrea Ciaccio, *Victoria Square. Impostazione della progettazione*, verbale della riunione del 16 febbraio 1961 a Roma.

–37. Nell'incontro successivo lo studio Greenspoon riporta una lettera del 1958 degli ingegneri strutturali D'Allemagne & Barbacki, in cui vengono esaminate diverse alternative per la struttura

del CIL Building. In questo caso la struttura in cemento armato avrebbe fatto risparmiare complessivamente un milione di dollari, circa 28 piedi in altezza, i rivestimenti antincendio e tempo prezioso nella costruzione. Cfr. MAXXI-PLN, cart. “Complesso edilizio Montreal - 1125 corrispondenza”, *Differenza di costo fra strutture in acciaio e strutture in cemento armato*, 22 febbraio 1961. Adrian Sheppard, che lavorò per due anni a questo progetto, ha recentemente scritto che l'American Steel Institute, contrariato rispetto alla decisione di costruire un grattacielo in cemento armato invece che in acciaio, inviò una delegazione di specialisti a Roma con lo scopo di convincere la Committenza dell'assurdità di questa scelta. Cfr. A. Sheppard, *Place Victoria*, cit. alla nota 15, p. 343.

–38. MAXXI-PLN, pacco 55 A, cart. “Complesso edilizio Montreal - 1125 corrispondenza”, Andrea Ciaccio, *Victoria Square. Impostazione della progettazione*, verbale della riunione del 23 febbraio 1961 a Roma.

–39. *Ibidem*, verbale della riunione del 3 marzo 1961 a Roma.

–40. In un primo momento le forze orizzontali considerate per l'azione sismica erano state pari al 10% del peso applicato a ciascun punto, ma poi vennero ridotte mediamente al 3%. Queste condizioni di calcolo verranno poi modificate più volte. Cfr. *ibidem*, verbale della riunione del 3 marzo 1961 a Roma.

–41. *Ibidem*, *Place Victoria St. Jacques Limited, Incarico professionale all'arch. Luigi Moretti e al prof. Ing. Pier Luigi Nervi*, 15 marzo 1961, Roma. Il documento è firmato da Marcello de Leva.

–42. *Ibidem*, *Place Victoria St-Jacques Co. Inc., Incarico professionale all'arch. Luigi Moretti e al prof. Ing. Pier Luigi Nervi*, 23 marzo 1961, Montreal. Una versione non ufficiale dello stesso incarico era già stata redatta a Roma il 15 marzo 1961.

–43. *Ibidem*, Andrea Ciaccio, *Progetto Victoria Square*, verbale della riunione del 6 maggio 1961 a Roma.

–44. *Ibidem*, Marcello de Leva, *Progetto Moretti-Nervi*, 17 aprile 1961.

–45. *Ibidem*, Andrea Ciaccio, *Progettazione Victoria Square*, verbale della riunione dell'11 luglio 1961 a Roma.

–46. *Ibidem*.

–47. Come spiega la relazione tecnica stilata da Nervi pochi giorni dopo, le strutture verticali portanti sono costituite da un nucleo centrale a croce in cemento armato di sezione variabile; da quattro pilastri d'angolo in c.a. a sezione variabile e da otto pilastri di facciata a sezione costante in c.a. dalla sommità fino a metà della torre, e in ferro rivestito da conglomerato da metà fino alle fondazioni. Nervi precisa che le dimensioni proposte sono del tutto indicative, e che saranno le minime consentite dalla struttura portante in ferro oltre il rivestimento in c.a. Le strutture orizzontali principali



sono invece costituite dai piani tecnici, disposti ad altezza variabile. Esse sono formate da 6 robuste travi reticolari a diagonali incrociate dell'altezza complessiva di 6 metri: due disposte a 90 gradi tra di loro (secondo le diagonali del fabbricato) e le rimanenti quattro, a due a due, parallele ai lati della torre, alle estremità del nocciolo centrale. La struttura orizzontale principale al piano tecnico è completata da quattro travi parete (con spessore di circa 50 centimetri) disposte lungo il perimetro esterno, con forometrie per gli impianti e per esigenze architettoniche. Le strutture orizzontali secondarie dei piani tecnici – le quali sopportano i carichi verticali del piano stesso – sono formate da un “solettone” e da travi portanti che lo sostengono. I piani tipo presentano invece solai in c.a. e nervature incrociate, con un interasse di circa 2 metri e soletta superiore spessa 9 centimetri; le nervature hanno un'altezza di circa 40 centimetri e le travi principali che portano i campi di solaio di circa 75 centimetri. Cfr. MAXXI-PLN, pacco 55 A, cart. “Corrispondenza 1961”, Pier Luigi Nervi, *Relazione tecnica. Place Victoria – Montreal. Gruppo grattacieli – Sol. A*, Roma, 14 luglio 1961.

–48. Cfr. MAXXI-PLN, pacco 55 A, cart. “Complesso edilizio Montreal - 1125 corrispondenza”, Mario Salvadori, *Relazione per Marcello de Leva*, 22 giugno 1961.

–49. Cfr. R. Legault, *Place Victoria*, cit. alla nota 15, p. 333.

–50. MAXXI-PLN, pacco 55 A, cart. “Complesso edilizio Montreal - 1125 corrispondenza”, Mario Salvadori, *Relazione per Marcello de Leva*, 22 giugno 1961, 3 ff. dattiloscritti.

–51. *Ibidem*.

–52. Cfr. MAXXI-PLN, pacco 55 A, cart. “Corrispondenza 1961”, Pier Luigi Nervi, *Relazione tecnica. Place Victoria - Montreal. Gruppo grattacieli - Sol. A*, Roma, 14 luglio 1961.

–53. Cfr. *ibidem*, *Progetto di Victoria Square - Montreal, verbale della riunione del 28 luglio 1961 a Roma presso l'Ufficio dell'ing. de Leva*. In questa riunione viene suggerito di commissionare all'Università McGill di Montreal i relativi calcoli con i fornitori dei materiali, che verranno poi controllati dall'ing. Barbacki e garantiti dagli appaltatori. I calcoli sarebbero poi stati comunicati a Nervi in settembre.

–54. MAXXI-PLN, pacco 55 A, cart. “Corrispondenza 1961”, *Speech by Mr. Marcello de Leva, President of Place Victoria St. Jacques Co. delivered for the public announcement of the Victoria Square project*, Montreal, 22 settembre 1961, p. 2.

–55. *Ibidem*.

–56. *Ibidem*.

–57. *Ibidem*.

–58. *Ibidem*.

–59. *Ibidem*, p. 3.

–60. Cfr. R. Legault, *Place Victoria*, cit. alla nota 15, pp. 333-334.

–61. Nervi, mostrando una certa perplessità ver-

so il sistema di applicazione dei pannelli al getto di conglomerato, illustra come buon esempio il sistema di montaggio dei prefabbricati dei grandi cavalletti delle cartiere Burgo a Mantova, mostrando fotografie e invitando i colleghi a visitarle. Cfr. MAXXI-PLN, pacco 55 A, cart. “Complesso edilizio Montreal - 1125 corrispondenza”, *Pro-memoria. Place Victoria Montreal*, verbale della riunione del 5 ottobre 1961 presso lo studio Nervi a Roma, pp. 1-2.

–62. *Ibidem*, p. 2.

–63. *Ibidem*, p. 3.

–64. *Ibidem*.

–65. MAXXI-PLN, pacco 55 A, cart. “Complesso edilizio Montreal - 1125 corrispondenza”, lettera dello Studio Nervi a Panero-Weidlinger-Salvadori, 26 ottobre 1961.

–66. Il sistema strutturale preventivato consiste in una soletta di 3” con nervature di 13” ad interasse di 5'-2 1/2” in due direzioni, combinate con una trave perimetrale avente spessore pari a 26”; i momenti negativi sono trasmessi ai pilastri mediante elementi di collegamento sempre di 26”. Come materiale si pensa di utilizzare un conglomerato da 4.000 lbs/sq. in. a 28 giorni di maturazione (poi sostituito da un calcestruzzo speciale con tempi di stagionatura ridotti, in merito al quale viene interpellato il direttore del Laboratorio Ricerche e Sviluppo dell'Associazione Cemento Portland di Skokie, nell'Illinois – cfr. MAXXI-PLN, pacco 44, *Montreal - “Place Victoria Project” - Torre n. 1. Rapporto sulla situazione al 20 luglio 1962*, 20 luglio 1962, p. 2), mentre l'acciaio d'armatura è pensato composto da ferri ritorti di acciaio duro. I carichi da applicare sono quelli delle solette e delle nervature in c.a. (80 lbs/sq. ft.), delle finiture (35 lbs/sq. ft.), dei tramezzi (20 lbs/sq. ft.) e infine dei carichi accidentali (60 lbs/sq. ft.), per un totale di 195 lbs/sq. ft. Almeno una settimana prima dell'avvio delle prove sarebbe stato necessario eseguire 4 serie di letture separate, scegliendo condizioni di temperatura variabili al fine di stabilire l'influenza delle escursioni termiche sulla lettura delle inflessioni. Prima dell'applicazione del carico di prova si sarebbero dovute eseguire letture per la misura delle inflessioni da esso generate anche sulle colonne di sostegno, per determinare il loro abbassamento. In seguito, un carico uniforme di 55 lbs/sq. ft. doveva essere applicato staticamente al solaio, evitando così la disposizione ad arco dei materiali di carico, e dopo 24 ore si sarebbe dovuto procedere nuovamente con la ripetizione di tutte le letture. A questo punto si sarebbe applicato un carico uniforme aggiuntivo di 90 lbs/sq. ft. sul solaio e riprese ancora le letture. Il carico totale di prova (pari a 235 lbs/sq. ft.) sarebbe stato lasciato agire per 24 ore e poi tolto, e dopo altre 24 ore si sarebbero potute prendere ulteriori letture. Le operazioni descritte costituiscono la prima fase della prova, alla quale sarebbe seguita – dopo almeno 48 ore – una seconda: fatte tutte le letture iniziali,

sarebbe stato applicato un carico uniforme di 200 lbs/sq. ft., prese le nuove letture e aumentato ancora il carico di 30 lbs/sq. ft. per volta. Dopodiché si sarebbe potuto procedere caricando il solaio a oltranza, fino a raggiungere il limite della resistenza. Successivamente si deciderà però di non spingere il carico fino a rottura, ma soltanto fino a un'inflessione tale da evidenziare i punti deboli della struttura. Ciò viene deciso per riutilizzare il solaio per le prove delle sistemazioni interne. Cfr. MAXXI-PLN, pacco 55 A, cart. “Corrispondenza 1961”, D'Allemagne & Barbacki, *Procedure for the load test of a full scale Typical floor*, Montreal, 6 dicembre 1961. Cfr. anche MAXXI-PLN, pacco 39, cart. “Montreal Place Victoria Bldg. Solaio di prova Nervi & Barbacki” (in questa cartellina sono contenuti i disegni del solaio tipo datati dicembre 1961) e *ibidem*, cart. “Complesso edilizio Montreal - 1125 corrispondenza”, *Place Victoria – Montreal. Verbali delle riunioni dei giorni 12-13-15 Gennaio 1962 a Roma*.

–67. *Ibidem*.

–68. *Ibidem*.

–69. MAXXI-PLN, pacco 55 A, cart. “Complesso edilizio Montreal - 1125 corrispondenza”, *Place Victoria - Montreal. Verbali delle riunioni dei giorni 12-13-15 Gennaio 1962 a Roma*.

–70. Cfr. MAXXI-PLN, pacco 44, *Typical Floor Test, Roof Plan*, dwg. TC - 19, orditura dei solai, datato 4 settembre 1962.

–71. MAXXI-PLN, pacco 44, Donald Inspection, Limited (Montreal, Toronto), *Report of Load Test of Typical Floor for Place Victoria for Place Victoria St. Jacques Co. Inc.*, 31 ottobre 1962.

–72. *Ibidem*, lettera da Studio Nervi a Ediltecnico S.p.a., *Osservazioni alla relazione: prove su modelli Place Victoria - Montreal*, Roma, 20 dicembre 1963.

–73. Questo infatti è l'unico modello “nerviano” di cui non si ha una documentazione fotografica. La causa è da imputarsi al fatto che i modelli aerodinamici testati a Torino (in seguito si incontreranno gli altri due) erano affidati al relativo Politecnico, meno interessato a una loro divulgazione. L'ISMES, al contrario, documenterà ogni esperienza scattando immagini di ottima qualità.

–74. Le primissime prove note su modelli in scala atti a verificare l'azione del vento sulle strutture furono effettuate intorno alla metà del XVIII secolo (cfr. B. Robins, *New Principles of Gunnery*, J. Nourse, London 1742; J. Smeaton, *An experimental investigation concerning the natural powers of water and wind*, “Phil. Trans. R. Soc. London”, n. 51, 1759-1760, pp. 100-174). Verso la fine del XIX secolo vennero condotti studi aerodinamici su edifici in Australia (cfr. W. C. Kernot, *Wind Pressures*, “Australasian Builder and Contractors News”, n. 13, 1893, p. 194) e in Danimarca (cfr. J.O.V. Irminger, *Nogle forsog over trykforholdene paa planer bog legemer pa a virkede of luftstromninger*, “Ingeniøren”, 1894 e “Enginering News

and Engineers”, 1895). Per una panoramica esauritiva sugli sviluppi delle gallerie del vento nel XX secolo si rimanda a J.E. Cermak, *Wind-tunnel development and trends in application to civil engineering*, “Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics”, n. 91, 2003, pp. 355-370.

–75. Una delle prime gallerie del vento fu costruita nel 1871 da Frank H. Wenham (1824-1908), membro della Aeronautical Society of Great Britain. Tra i primi sperimentatori in questo settore si possono citare anche Gustave Eiffel (1832-1923), che costruì una galleria del vento intorno al 1912, e Ludwig Prandtl (1875-1953), che realizzò nel 1916 il primo *wind tunnel* a circuito chiuso presso l'Università di Göttingen in Germania. Cfr. B. Addis, *Building*, cit. alla nota 43 cap. 1, p. 473.

–76. Cfr. M.A. Chiorino, *La sperimentazione*, cit. alla nota 96 cap. 1.

–77. Le due torri del World Trade Center di New York furono tra i primi grattacieli testati in un *boundary layer wind tunnel* nei primi anni Sessanta, sotto la guida di Alan G. Davenport e Leslie E. Robertson.

–78. Al momento della ricerca da parte dell'autore il dipartimento si chiamava DIASP (Department of Aerospace Engineering).

–79. Nel 1954 Oberti ottiene la cattedra di Costruzioni in ferro, legno e cemento armato presso il Politecnico di Torino e poi quella di Tecnica delle costruzioni, che occuperà fino al 1977.

–80. Cfr. V. Marchis, O. Musso, G. Neri, *Pier Luigi Nervi, Carlo Mortarino e l'aerodinamica sperimentale*, in G. Bianchino, D. Costi (a cura di), *Cantiere Nervi*, cit. alla nota 143 cap. 1, pp. 64-66.

–81. Cfr. MAXXI-PLN, pacco 44, cart. “Place Victoria Montreal - Politecnico Torino Prove in galleria vento su modelli di grattacieli”. In questa cartellina sono contenuti tutti gli elaborati grafici prodotti dall'Istituto di Aeronautica del Politecnico di Torino, datati agosto e settembre 1962.

–82. Cfr. *ibidem*, cart. “Place Victoria Montreal - Politecnico Torino. Prove in galleria vento su modelli di grattacieli”, Istituto di Aeronautica del Politecnico di Torino, *Prove su grattacieli isolato per conto della ISMES di Bergamo*, disegni e diagrammi relativi alle prove aerodinamiche, copia per lo Studio Nervi, datata 5 agosto 1962. Cfr. anche *ibidem*, lettera da Luigi Goffi a Andrea Ciaccio, 9 agosto 1962.

–83. Cfr. anche gli studi paralleli e contemporanei di M. Jensen in Danimarca: M. Jensen, *The model law for phenomena in the natural wind*, “Ingeniøren, International Edition”, n. 2, 1958, pp. 121-128; id., *Model-Scale Tests in Turbulent Wind*, “The Danish Technical Press”, Copenhagen 1965. Il contributo di Jensen fu decisivo per la corretta impostazione della similitudine tra flusso reale e flusso prodotto in galleria del vento.

–84. Dopo aver conseguito un PhD alla Bristol University (UK) nel 1961, Alan Garnett Davenport è diventato *Associate Professor* all'Università

del Western Ontario (Canada), dove ha insegnato per quarant'anni. Nel 1965 ha fondato il Boundary Layer Wind Tunnel Laboratory alla UWO, centro di ricerca all'avanguardia nel campo dell'ingegneria del vento. Qui Davenport ha condotto test su molti dei più celebri grattacieli e ponti costruiti negli ultimi decenni: World Trade Center (New York), Sears Building (Chicago), CN Tower (Toronto), una delle proposte per il Ponte sullo Stretto di Messina, Normandy Bridge (Francia), Storebaelt Bridge (Danimarca), Tsing Ma Bridge (Hong Kong) eccetera.

–85. A.G. Davenport, *Wind Loads on Structures*, "National Research Council of Canada, Division of Building Research. Technical Paper", n. 88, 1960; id., *The Application of statistical concepts to the wind loading of structures*, "Proc. Inst. Civ. Engrs.", n. 19, 1961, pp. 449-472; id., *The spectrum of horizontal gustiness near the ground in high winds*, "Journal of Royal Meteorological Society", n. 87, 1961, pp. 194-211; id., *The response of slender, line-like structures to a gusty wind*, "Proceeding of the Institution of Civil Engineers", n. 23, 1962, pp. 389-408.

–86. Cfr. A.G. Davenport Wind Engineering Group, *Wind Tunnel Testing: a General Outline*, maggio 2007.

–87. Per una visione sintetica della situazione italiana si veda G. Augusti, C. Borri, P. Spinelli, *L'Ingegneria del Vento in Italia: dai primi passi alla maturità*, in A. Buccaro, G. Fabricatore, L.M. Papa (a cura di), *Storia dell'Ingegneria, Atti del 1° Convegno Nazionale, Napoli, 8-9 marzo 2006*, Cuzzolin, Napoli 2006, tomo II, pp. 711-720 e la relativa bibliografia.

–88. ISMES, ACS 253, *Esperienze statiche e dinamiche su un modello dei grattacieli di Victoria Place - Montreal*, pratica n. 350, settembre 1962.

–89. Le caratteristiche del materiale sono determinate in seguito ad esperienze preliminari in laboratorio. Il suo comportamento risultò del tipo elastico non lineare, con lievissimi scostamenti dalla linearità. Non fu osservato nessun fenomeno di anisotropia e il "creep" fu trascurabile. Il modulo di Young ottenuto fu mediamente  $E_m = 23.000 \text{ kg cm}^{-2}$  mentre il coefficiente di Poisson (determinato tramite esperienze su provini a sezione circolare sollecitati a torsione)  $\nu = 1/m = 0,4$  e il peso specifico  $\gamma_m = 1,33 \text{ kg dm}^{-3}$ . ISMES, ACS 253, *Esperienze*, cit. alla nota 88, pp. 5-6.

–90. ISMES, ACS 253, *Esperienze*, cit. alla nota 88, p. 3.

–91. A questo proposito è indicativa la citata serie di riunioni del gennaio 1962: cfr. MAXXI-PLN, pacco 55 A, cart. "Complesso edilizio Montreal -1125 corrispondenza", *Place Victoria - Montreal. Verbali delle riunioni dei giorni 12-13-15 Gennaio 1962 a Roma*.

–92. MAXXI-PLN, pacco 44, *Montreal - Place Victoria Project - Tower No. 1. Disegni per il modello* ISMES. *Promemoria*, maggio 1962, modifi-

che da introdurre nei disegni inviati a Bergamo l'11 maggio 1962, a seguito dei recenti incontri di Cambridge e Montreal.

–93. Ad esempio si veda l'intricata sequenza di modelli confezionati per la Cattedrale di San Francisco, il cui iter progettuale è approfondito nel prossimo capitolo. Cfr. anche G. Neri, *I modelli strutturali di Pier Luigi Nervi per la Cattedrale di San Francisco*, in S. D'Agostino (a cura di), *Storia dell'Ingegneria, Atti del 3° Convegno Nazionale, Napoli, 19-20-21 aprile 2010*, Cuzzolin, Napoli 2010, tomo II, pp. 1131-1140.

–94. Cfr. MAXXI-PLN, pacco 44, lettera da Studio Nervi a ISMES, Roma, 8 giugno 1962.

–95. Vi è discontinuità in corrispondenza dei tre piani tecnici.

–96. «Il "sovrappiù" di massa del solaio a spessore costante rispetto al solaio nervato risulta corrispondente a quello di una lastra di circa 12 centimetri di calcestruzzo e coincide quindi esattamente con la massa del sovraccarico accidentale previsto in progetto ( $300 \text{ kg m}^{-2}$ ).» ISMES, ACS 253, *Esperienze*, cit. alla nota 88, p. 4.

–97. Per la determinazione delle caratteristiche dell'impasto di araldite e pomice si valutò solo il modulo di Young, risultato pari a  $15.000 \text{ kg cm}^{-2}$  e quindi circa 2/3 di quello della celluloido utilizzata per la struttura. La misura delle deformazioni unitarie fu condotta utilizzando *strain-gauges* a variazione di resistenza elettrica (su base 10 e 20 mm) collegati per le prove statiche a centrali di lettura Huggenberger o Philips, mentre per le prove dinamiche a un oscillografo a sei canali. Nella crociera centrale furono collocati gruppi estensimetrici disposti a rosetta del tipo a stella, con un'inclinazione dei tre strumenti sulla verticale di  $0^\circ$ ,  $+135^\circ$  e  $-135^\circ$ . Per la misura delle inflessioni vennero invece utilizzati flessimetri elettrici costruiti nell'ISMES stesso, capaci di trasformare gli spostamenti del punto in esame nell'inflessione di una lamina metallica, che fu misurata sempre tramite *strain-gauges*. «La frequenza propria di vibrazione della lamina risulta  $f_0 = 140 \text{ Hz}$ , il coefficiente di smorzamento  $\mu T_0 = 0,06$ . [corretto a mano 0,006] La risposta dello strumento è quindi praticamente lineare per tutto il campo delle frequenze che intervengono nel presente studio» (ISMES, ACS 253, *Esperienze*, cit. alla nota 88, p. 11). La precisione delle indicazioni fornite, dipendente anche dalle caratteristiche elettriche del circuito, era stata controllata mediante tarature dinamiche su strutture tipo per valori eterogenei di ampiezza e frequenza. Come i flessimetri, anche gli estensimetri erano collegati a una centrale di lettura Huggenberger e a un oscillografo a sei canali, rispettivamente per le prove statiche e dinamiche. Grazie alla registrazione simultanea di diversi diagrammi fu possibile stabilire relazioni tra i vari spostamenti e le varie deformazioni per le ampiezze e per le fasi. Per misure sussidiarie e di controllo (equilibramento del tavolo, misure dello spettro eccetera) furono

impiegati anche un vibrografo a tasto-sonda "Askania" a registrazione immediata e un captatore ad induzione "Philips". Collegato a un oscillografo a raggi catodici e a una "centrale", esso consentiva di valutare ampiezze, velocità e accelerazione dello spostamento in un punto.

–98. I carichi furono applicati sulle facce mediante tiranti in filo d'acciaio fissati ai piani e messi in tiro da martinetti reagenti contro una struttura esterna di contrasto. Su ognuna delle due facce viene applicato anche il carico relativo alla faccia opposta. Per ogni quota i tiranti erano distribuiti in coppia, potendo così riprodurre simultaneamente le azioni flettenti e torcenti a cui danno luogo i diagrammi di carico relativi al caso  $\beta = 30^\circ$ . Cfr. ISMES, ACS 253, *Esperienze*, cit. alla nota 88, pp. 13-14.

–99. Cfr. MAXXI-PLN, pacco 40, *"Victoria Place Tower". Effetto del vento e dei terremoti studiati a mezzo di modelli*, s.d.

–100. *Ibidem*.

–101. Il valore era  $y_0 = 20$  centimetri in sommità.

–102. *Ibidem*, «I fenomeni di instabilità flessio-torsionale sono estremamente complessi. Qui ci si è limitati a considerare il caso, d'altronde già molto significativo, dell'instabilità torsionale pura, cioè dell'avvitamento elicoidale del grattacielo intorno al suo asse di torsione, che coincide con l'asse dei centri di gravità delle sezioni. È noto che la rigidità torsionale della struttura è variata dalla presenza di azioni assiali: la rigidità aumenta per azioni di trazione e diminuisce per azioni di compressione. Esiste un valore critico di compressione per il quale la rigidità torsionale diviene nulla ed ha quindi luogo l'avvitamento».

–103. Per fare ciò fu applicata staticamente una coppia (con asse-momento verticale) all'estremità superiore della torre (cioè alla Penthouse) e rimossa improvvisamente, producendo oscillazioni registrate su un diagramma da cui si ricavarono il periodo proprio flessionale per un carico agente in sommità in direzione normale a una faccia ( $T_f = 4,3 \text{ sec}$ ); il periodo proprio flessionale per un carico agente in sommità in direzione diagonale ( $T_{fd} = 3,2 \text{ sec}$ ); il periodo proprio torsionale per una coppia agente in sommità ( $T_t = 7,5 \text{ sec}$ ) e il decremento logaritmico delle oscillazioni libere.

–104. In questo momento l'ISMES dispone di due diverse apparecchiature per la generazione di oscillazioni: una per oscillazioni persistenti e l'altra per oscillazioni smorzate. Si preferì sottoporre il modello a oscillazioni persistenti dal momento che «esso veniva impiegato come una macchina da calcolo e non come un piccolo prototipo da sperimentare a rottura» (ISMES, ACS 253, *Esperienze*, cit. alla nota 88, p. 18).

–105. «Lo schema di principio di funzionamento è ben noto. Due dischi ruotano in un piano alla stessa velocità e in senso opposto; gli assi dei dischi sono fissati ad un basamento rigido che è a sua volta rigidamente collegato alla piattaforma su cui è disposto il modello; fissando ai dischi delle mas-

se disposte simmetricamente rispetto al piano di simmetria normale alla congiungente i centri dei dischi, dalla composizione delle forze centrifughe risulta una forza  $F = 2 m r \omega^2 \sin \theta$  t agente nel piano di simmetria citato. Il sistema di regolazione della posizione delle masse mobili consente la variazione della forza pulsante generata dalla vibrodina e quindi la regolazione dell'ampiezza del movimento impresso al sistema piattaforma-modello. Un gruppo Ward-Leonard consente a sua volta la regolazione della velocità di rotazione delle masse stesse, cioè la regolazione della frequenza delle oscillazioni, entro un campo da 5 a 25 Hz (sul modello) per la vibrodina da 10.000 kg e da 10 a 75 Hz per la vibrodina da 400 kg. Il fissaggio della vibrodina alla piattaforma è stato eseguito così da portare la retta d'azione della forza F a passare per il baricentro delle forze d'inerzia relative al sistema oscillante» (ISMES, ACS 253, *Esperienze*, cit. alla nota 88, pp. 18-19).

–106. Cfr. MAXXI-PLN, pacco 40, *"Victoria Place Tower"*, cit. alla nota 99.

–107. Cfr. MAXXI-PLN, pacco 44, *Montreal - "Place Victoria Project" - Torre n. 1. Rapporto sulla situazione al 20 luglio 1962*, 20 luglio 1962.

–108. ISMES, ACS 253, *Esperienze*, cit. alla nota 88, p. 22.

–109. Cfr. B. Addis, *Building*, cit. alla nota 43 cap. 1, pp. 499-502.

–110. Cfr. *Proceeding of the World Conference on Earthquake Engineering* (Berkeley, California, giugno 1956), Earthquake Engineering Research Institute, San Francisco 1957.

–111. Cfr. *Proceedings of the II World Conference on Earthquake Engineering* (Tokyo e Kyoto, 11-18 luglio 1960), Conference organized by the Science Council of Japan in cooperation with the Japan Society of Civil Engineers, the Architectural Institute of Japan, the Seismological Society of Japan, Association for Science Documents Information, Tokyo 1965.

–112. In questo caso infatti, come è già stato visto, «L'azione dinamica ... era ottenuta provocando l'oscillazione libera mediante interruzione brusca della spinta statica». ISMES, ACS 46, *Esperienze*, cit. alla nota 70 cap. 2, p. 4.

–113. Il 19 novembre 1954 risultano pronti i disegni costruttivi di una tavola vibrante (commissionata alla Badoni di Lecco), di due vibratorii elettromagnetici e di un generatore meccanico di vibrazioni (cioè una vibrodina), commissionato alla Losenhäusen di Düsseldorf. Cfr. ISMES, *Verbali del Comitato Tecnico*, Libro n. 1. Nell'ottobre 1956 risulta completato l'impianto per prove sismiche con vibratorii elettromagnetici. Cfr. M. Casirati, *L'ing. Lauletta e le prove sperimentali in campo dinamico*, in C.M. Kovačič (a cura di), *Enzo Lauletta. Un ingegnere all'Istituto sperimentale modelli e strutture (Ismes)*, Fondazione per la storia economica e sociale di Bergamo, Bergamo 2008, p. 61. Per una descrizione esaustiva delle attrezzature dinamiche



possedute dall'ISMES in questi anni si rimanda a 1951-1961. ISMES, cit. alla nota 3 cap. 2.

– 114. Cfr. ISMES, ACS 72, *Esperienze dinamiche su modelli della diga di Ambiesta*, pratica n. 172, maggio 1957. Cfr. anche G. Oberti, E. Lauletta, *Dynamic tests on Models of Structures*, in *Proceedings of the II World Conference*, cit. alla nota 111, p. 956 (anche in “I Quaderni ISMES”, n. 19, 1962).

– 115. Un riassunto esaustivo è dato dal saggio di M. Casirati, *L'ing. Lauletta*, cit. alla nota 113, pp. 61-76.

– 116. Cfr. G. Oberti, *Development of aseismic design and construction*, cit. alla nota 10 cap. 2 (anche in “I Quaderni ISMES”, n. 6); G. Oberti, E. Lauletta, *Dynamic tests*, cit. alla nota 114 (anche in “I Quaderni ISMES”, n. 19, 1962).

– 117. G. Oberti, *Development of aseismic design and construction*, cit. alla nota 10 cap. 2.

– 118. «L'impiego della vibrodina [progettata all'interno dell'ISMES e realizzata dalla Losenhausen, era costituita da due dischi rotanti in senso opposto attorno a due assi paralleli] fa compiere alle tecniche sperimentali in campo dinamico un notevole progresso: si possono applicare al modello in prova oscillazioni perfettamente sinusoidali di ampiezza costante e di durata sufficiente a far ritenere stazionario il moto ad una data frequenza, e – facendo variare lentamente la frequenza delle oscillazioni stesse – è possibile esplorare in una sola prova tutto il campo di frequenza d'interesse, e ottenere quindi una vera e propria “curva di risposta” della struttura dalla quale è facile ricavare tutti i parametri (frequenze proprie, forme dei modi di vibrare e smorzamenti relativi) che ne caratterizzano completamente il comportamento dinamico. Una volta noti questi parametri, si possono poi ricavare – per via di calcolo – le risposte strutturali a una qualsiasi azione dinamica nota. Anche la prova a rottura guadagna in facilità di esecuzione ed in significatività: l'eccitazione variabile in frequenza mette direttamente in evidenza le variazioni delle caratteristiche della struttura sotto l'effetto dei carichi e le risposte strutturali sono più facilmente interpretabili» (M. Casirati, *L'ing. Lauletta*, cit. alla nota 113, pp. 66-67).

– 119. Cfr. A. Danusso, *La statica delle questioni antisismiche*, comunicazione svolta nel 12° congresso degli Ingegneri ed Architetti in Firenze nell'ottobre del 1909, Tip. Dell'Unione editrice, 1910 (già pubblicato in “Giornale dei lavori pubblici e delle strade ferrate”, n. 6, a. 9, 1910).

– 120. A. Danusso, *Sulla statica delle costruzioni antisismiche*, in *Rendiconti del Seminario Matematico e Fisico di Milano*, vol. 2.

– 121. Cfr. C.M. Kovača (a cura di), *Enzo Lauletta*, cit. alla nota 113.

– 122. Nato a Bergamo nel 1939, Aldo Castoldi si laurea in Ingegneria elettrotecnica presso il Politecnico di Milano nel 1963 e lavora dall'ISMES

dal 1964 fino al 1998. Dal 1988 al 1998 è direttore generale dell'Istituto.

– 123. Cfr. E. Lauletta, A. Castoldi, *Un tavolo vibrante per prove “random”*, “Tecnica Italiana”, n. 6, giugno 1967, pp. 3-12 (anche in “I Quaderni ISMES”, n. 34, 1967). Lauletta e Castoldi misero in funzione una piccola tavola pilota di dimensioni 50 x 50 centimetri, grazie alla quale fu possibile progettare in seguito una tavola vibrante di grandi dimensioni (200 x 250 centimetri) che entrerà in funzione nel 1968 e che verrà utilizzata fino alla fine degli anni Novanta. Cfr. E. Lauletta, A. Castoldi, *Earthquake Simulation by a Shake Table*, “I Quaderni ISMES”, n. 48, 1970. Questa pubblicazione fu presentata come contributo alla “4th World Conference on Earthquake Engineering” (Santiago del Cile, 1969).

– 124. Cfr. C.M. Kovača (a cura di), *Enzo Lauletta*, cit. alla nota 113. «Il Corso è diviso in due sezioni: una a carattere teorico che viene svolta a Milano nel Politecnico, l'altra a carattere applicativo e sperimentale svolta a Bergamo all'ISMES, ed è seguito con borsa di studio, da una quindicina di giovani di diverse Nazioni, con ottimi risultati» (P.L. Nervi, *La ricerca sperimentale nel campo costruttivo*, estratti da “Rapporto sulla ricerca”, Istituto Accademico di Roma, Roma 1970, p. 153).

– 125. Cfr. ISMES, *Statuto I.C.E.E.*, Allegato A al verbale del 14 maggio 1968, firmato dal presidente dell'ISMES prof. dr. ing. Pier Luigi Nervi. Lo statuto recita: «1) È costituito il “Centro Internazionale di Ingegneria sismica” (International Center of Earthquake Engineering – I.C.E.E.) ... 2) Il Centro ha la durata di tre anni a decorrere dal 1° gennaio 1968; 3) Il Centro ha sede in Milano, presso l'Istituto di Scienza delle Costruzioni del Politecnico di Milano e in Bergamo, presso l'ISMES, Istituto sperimentale di Modelli e Strutture. La Segreteria è a Bergamo, presso l'ISMES. 4) Finalità del Centro sono la ricerca e l'organizzazione di Corsi di specializzazione nel campo dell'ingegneria sismica; tali attività possono essere svolte anche in collegamento con Enti Nazionali ed Internazionali che vi siano interessati. Il Centro svolgerà la propria attività presso gli Istituti fondatori: l'Istituto di Scienza delle Costruzioni svilupperà prevalentemente l'attività teorica, l'ISMES quella sperimentale. 5) L'attività del Centro è diretta da un Consiglio Direttivo di quattro membri, designati pariteticamente dalle Direzioni dei due Istituti fondatori. Il Consiglio Direttivo delegherà la rappresentanza legale dell'associazione ad uno o più membri del Consiglio stesso. 6) I due Istituti mettono a disposizione del Centro le proprie attrezzature, pur conservandone le proprietà. 7) Il Centro non persegue scopi di lucro: i fondi ricevuti per lo svolgimento della sua attività vengono amministrati dal Consiglio Direttivo secondo le disposizioni degli Enti superiori».

– 126. Le differenti interpretazioni del regolamento

da parte dei diversi consulenti e progettisti sono ben espresse in MAXXI-PLN, pacco 55 A, lettera dello Studio Nervi a Robert B. Panero, Roma, 29 agosto 1961.

– 127. MAXXI-PLN, pacco 55 A, cart. “Corrispondenza 1961”, Mario Salvadori, *Relazione sulla verifica antisismica degli edifici della S.A. Immobiliare a Montreal*, New York, 5 maggio 1961.

– 128. MAXXI-PLN, pacco 55 A, Marcello de Leva, *Progetto Moretti-Nervi*, 17 aprile 1961.

– 129. *Ibidem*.

– 130. MAXXI-PLN, pacco 44, *Montreal – Place Victoria Project - Tower No. 1. Colloquio tra il Prof. Nervi, l'Ing. Barbacki e l'Ing. Padoan a Cambridge (Mass.)*, 17 maggio 1962. Cfr. anche MAXXI-PLN, pacco 40, lettera di J. Barbacki a Robert B. Panero, Montreal, 15 settembre 1961.

– 131. Cfr. MAXXI-PLN, pacco 40, “Victoria Place Tower”. *Effetto del vento e dei terremoti studiati a mezzo di modelli*, s.d. Si veda anche E. Lauletta, *Theoretical Considerations and Experimental Research on the Behavior of Tall Buildings during Earthquakes*, “I Quaderni ISMES”, n. 28, 1965; lo stesso scritto era stato pubblicato in precedenza in “Giornale del Genio Civile”, n. 6, giugno 1963.

– 132. MAXXI-PLN, pacco 40, “Victoria Place Tower”. *Effetto del vento e dei terremoti studiati a mezzo di modelli*, s.d.

– 133. MAXXI-PLN, pacco 44, *Considerazioni statiche*, 1 f. protocollo manoscritto, 10 maggio 1963.

– 134. Agli effetti delle sollecitazioni interne invece la situazione si presentava meno gravosa di quanto considerato nei calcoli, grazie alla benefica presenza di elementi di controventamento, cioè i solai tipo.

– 135. Nel sistema travi piani tecnici + solai (appoggiati ai pilastri d'angolo) la percentuale di momento rovesciante dovuto al terremoto era di circa il 53% alla base e cresceva verso la copertura; ciò era in linea con i calcoli, i quali però non tenevano in considerazione il contributo di tutti i solai e quindi le travi sembravano essere maggiormente sollecitate. D'altra parte però il modello non era stato in grado di specificare in che misura tali solai sarebbero entrati in gioco. Per quanto riguarda i pilastri d'angolo, invece, i risultati delle prove su modello erano simili a quelli della teoria, ma al carico assiale si sarebbero dovuti aggiungere altri fattori: le azioni flettenti dovute ai cedimenti differenziali, l'effetto torsionale del vento o del terremoto ed eventuali cedimenti nelle fondazioni. Cfr. MAXXI-PLN, pacco 40, “Victoria Place Tower”. *Effetto del vento e dei terremoti studiati a mezzo di modelli*, s.d.

– 136. P.L. Nervi, *Contributo italiano*, cit. alla nota 90 cap. 1.

– 137. ISMES, ACS 319, *Prove statiche su modello di scala elicoidale*, pratica n. 413, febbraio 1964.

– 138. Cfr. *Le verre: matériau artistique et décoratif*, “Bâtiment”, n. 5, vol. 41, maggio 1966, p. 61.

– 139. MAXXI-PLN, pacco 44, lettera da Studio Nervi a ISMES, Roma, 13 dicembre 1963.

– 140. L'impasto presentava modulo di Young  $E = 115.000 \text{ kg cm}^{-2}$ ; carico di rottura a compressione  $\sigma_r = 750 \text{ kg cm}^{-2}$  e carico di rottura a trazione  $\sigma_r = 145 \text{ kg cm}^{-2}$ .

– 141. Come attrezzatura di misura vennero impiegati estensimetri meccanici “Huggenberger A” con amplificazione di circa 1200 e flessimetri “Compac” al 1/100 di mm. La similitudine tra modello e prototipo fu definita attraverso un rapporto tra le lunghezze  $\lambda = 10$  e un rapporto tra le forze di superficie  $\zeta = 2,61$ .

– 142. Un tale carico avrebbe reso più esatte le letture degli estensimetri. Cfr. MAXXI-PLN, pacco 44, lettera da Studio Nervi a Ing. Giuseppe Padoan (Ediltecno), Roma, 25 marzo 1964.

– 143. ISMES, ACS 319, *Prove statiche*, cit. alla nota 137, p. 5.

– 144. La collaborazione tra i due italiani e i professionisti locali – Greenspoon, Freedlander & Dunne, D'Allemagne & Barbacki – non fu priva di attriti. Cfr. ad esempio R. Legault, *Place Victoria*, cit. alla nota 15, p. 333.

– 145. Cfr. A. Bologna, *Pier Luigi Nervi*, cit. alla nota 4.

– 146. Cfr. *ibidem*.

– 147. Il numero delle commesse e delle consulenze che Nervi ricevette negli Stati Uniti è impressionante. Per una sintesi dettagliata si veda *ibidem*.

– 148. MAXXI-PLN, pacco 77 A, cart. “1216 Cultural and Convention Center. Norfolk (corrispondenza)”, lettera da Valerio Del Nero a Pier Luigi Nervi, 9 novembre 1965.

– 149. P.L. Nervi, *Structures*, F.W. Dodge Corporation, New York 1956 e id., *Buildings, Projects, Structures. 1953-1963*, Frederick A. Praeger Publisher, New York 1963.

– 150. MAXXI-PLN, pacco 77 A, cart. “1216 Cultural and Convention Center. Norfolk (corrispondenza)”, lettera da Roy B. Martin jr. a Pier Luigi Nervi, 10 novembre 1965. Significativo è anche il commento di Lawrence M. Cox (executive director della Redevelopment and Housing Authority di Norfolk): «There are many good architects, local architects and many architects around this country and other countries that have had experience in designing large gathering places of this nature. But no one has had the success, acclamation and recognition that Pier Luigi Nervi has received in this area. ... Nervi didn't get his reputation because he was an eccentric or a prima donna. He got his reputation because he had the talent to blend the complicated engineering and structural requirements of such a building with the artistic or aesthetic. His ingenuity has established for him the reputation of designing for fast construction, designing for economical construction – yet ending with practical and functional facilities that are not only pleasing to the eye, but in most instances exciting to the eye. ... in fact his build-

dings could well become Norfolk's No.1 tourist attraction for many years to come. Nervi has been named the Michelangelo of this generation and I'm sure thousands of people will come to Norfolk to see a Nervi building – to experience a Nervi building» (*Nervi's Proposal Stirs Imagination and Controversy*, “The Virginian-Pilot”, Sunday, June 26, 1966, in MAXXI-PLN, pacco 77 A, cart. “1216. Cultural and Convention Center. Norfolk (corrispondenza)”).

– 151. Cfr. MAXXI-PLN, pacco 77 A, *Contratto Norfolk - U.S.A.*, stipulato il 28 dicembre 1965. Cfr. anche *ibidem*, lettera da Pier Luigi Nervi a Thomas F. Maxwell, 9 dicembre 1965.

– 152. *Ibidem*. Il compenso previsto per questa serie di prestazioni è stabilito pari a due volte e mezzo le spese sostenute da Nervi, con un tetto massimo di 15.000 dollari. La consegna di questo Piano è prevista per il marzo del 1966.

– 153. Cfr. *ibidem*, cart. “1216 Cultural and Convention Center. Norfolk (corrispondenza)”, lettera da Pier Luigi Nervi a Roy B. Martin jr., 29 gennaio 1966.

– 154. *Ibidem*, lettera da Mario Nervi a Werner Blum, 28 gennaio 1967.

– 155. *Ibidem*.

– 156. Lo Studio Nervi aveva inviato all'ISMES copia dei disegni del progetto dell'Arena di Norfolk verso la metà di gennaio. Cfr. MAXXI-PLN, pacco 77 A, lettera da Mario Nervi a Enzo Lauletta, 14 gennaio 1967.

– 157. *Ibidem*, lettera da ISMES a Studio Nervi, 3 febbraio 1967.

– 158. Nervi infatti era ufficialmente *consulting engineer*.

– 159. MAXXI-PLN, pacco 77 A, lettera da Werner Blum a Mario Nervi, 19 febbraio 1967.

– 160. *Ibidem*, lettera da Mario Nervi a Werner Blum (scritta da Werner Blum stesso), 19 febbraio 1967.

– 161. *Ibidem*.

– 162. *Ibidem*, lettera da Pier Luigi Nervi a Werner Blum, 23 febbraio 1967.

– 163. *Ibidem*, lettera da Werner Blum a E. Bradford Tazewell Jr., 28 febbraio 1967.

– 164. *Ibidem*, telegramma da E. Bradford Tazewell Jr. a Antonio Nervi, 10 marzo 1967. Tre giorni dopo l'ISMES scrive allo Studio Nervi confermando la parcella di \$ USA 18.000. Cfr. *ibidem*, lettera da ISMES a Studio Nervi, 13 marzo 1967. La somma finale richiesta dall'ISMES salì a 20.000 dollari.

– 165. Cfr. MAXXI-PLN, pacco 77 A, lettera da Studio Nervi a E. Bradford Tazewell Jr., 24 marzo 1967.

– 166. Le proprietà dell'impasto furono stabilite attraverso prove preliminari. Cfr. ISMES, ACS 504, *Cultural Center, Norfolk, Virginia, U.S.A. Tests on elastic model*, pratica n. 597, agosto 1967, p. 4.

– 167. Cfr. *ibidem*.

– 168. Il sistema di forze così riprodotto era praticamente equivalente a un sistema con un carico uniformemente distribuito di valore  $q = 845 \text{ kg m}^{-2}$ .

– 169. Simultaneamente, ampiezza e fasi del moto di alcuni punti significativi della struttura furono determinati tramite trasduttori piezoelettrici, e dalle curve di risonanza furono osservate le relative frequenze.

– 170. Cfr. ISMES, ACS 504, *Cultural Center*, cit. alla nota 166, dwg. 1-17. Si vedano anche le relative fotografie.

– 171. «I am very much interested in observing at least the more significant procedures of the actual test» (MAXXI-PLN, pacco 77 A, lettera da Werner Blum a Mario Nervi, 12 maggio 1967).

– 172. *Ibidem*, lettera da Mario Nervi a ISMES, 26 maggio 1967.

– 173. *Ibidem*, lettera da E. Bradford Tazewell Jr. a Mario Nervi, 31 maggio 1967.

– 174. Blum visitò l'ufficio della BBRV-Europa a Zurigo «in order to discuss the availability of larger post tensioning units the United States» (*Ibidem*, lettera da Werner Blum a Mario Nervi, 12 luglio 1967).

– 175. Le altre due occasioni furono relative alla Torre di Montreal (già analizzata) e alla Cattedrale di San Francisco, per cui fu testato un modello aerodinamico nel 1964, che sarà descritto in dettaglio nel prossimo capitolo.

– 176. Cfr. IMAMAG, fasc. 526, Class. 1.4.1.3.1.2, cart. “Rilievo delle pressioni su modello di stadio di Norfolk per l'ISMES”, 1967, fattura relativa al trasporto di un «modello copertura stadio» dall'ISMES di Bergamo all'Istituto di Aerodinamica del Politecnico di Torino, 23 marzo 1967. Per i certificati rilasciati dal Politecnico di Torino cfr. IMAMAG, fasc. 719, Class. 1.4.1.3.3, “Registro certificati dal 430V al 500V”, ottobre 1960-aprile 1967, certificati nn. 499V-500V, inviati all'ISMES il 20 maggio 1967.

– 177. Cfr. ISMES, ACS 508, *Wind Tunnel tests on the model of the Norfolk Cultural Center – U.S.A.*, pratica n. 601, settembre 1967.

– 178. Cfr. IMAMAG, fasc. 526, cit. alla nota 176. In questo fascicolo sono conservati, oltre a tabelle con il rilievo delle pressioni, certificati e appunti, anche disegni in scala 1:2 al modello.

– 179. MAXXI-PLN, pacco 77 A, lettera da Werner Blum a Mario Nervi, 26 settembre 1967.

– 180. *Ibidem*, lettera da Mario Nervi a Werner Blum, 5 ottobre 1967.

– 181. Cfr. *ibidem*, lettera da Mario Nervi a Werner Blum, 10 agosto 1967.

– 182. *Ibidem*, lettera da Werner Blum a Mario Nervi, 26 settembre 1967.

– 183. La relazione sulle prove aerodinamiche fu spedita allo Studio Nervi dall'ISMES il 21 settembre 1967, e inoltrata a Norfolk. Cfr. MAXXI-PLN, pacco 77 A, lettera da Studio Nervi a ISMES, 2 ottobre 1967. Il ritardo nella spedizione di questa relazione comporterà una temporanea sospensione del pagamento dell'onorario previsto per le prestazioni dell'ISMES: «Since their final report in English is still out standing, we suggest

that \$5,000.00 be retained pending its submittal and review» (*ibidem*, lettera da Werner Blum a Williams and Tazewell & Assoc., 3 ottobre 1967). Cfr. anche *ibidem*, lettera da E. Bradford Tazewell Jr. a Werner Blum, 5 ottobre 1967.

– 184. Cfr. MAXXI-PLN, pacco 77 A, lettera da E. Bradford Tazewell a Mario Nervi, 15 maggio 1967; *ibidem*, lettera da Werner Blum a Mario Nervi, 26 settembre 1967.

– 185. Cfr. fotografie allegate alla relazione tecnica ISMES sul modello elastico: ISMES, ACS 504, *Cultural Center*, cit. alla nota 166. Copie di queste fotografie, in cui compariva anche Werner Blum durante la sua visita a Bergamo, furono spedite a Norfolk nel settembre 1967. Cfr. MAXXI-PLN, pacco 77 A, lettera da Luigi Ruggeri (ISMES) a Studio Nervi, 4 settembre 1967.

– 186. Le ultime copie, tradotte e corrette, delle relazioni tecniche dell'ISMES saranno spedite a Norfolk nel dicembre 1967 dallo Studio Nervi, che il giorno 14 scrive: «With these documents we think to have exhausted our work» (MAXXI-PLN, pacco 77 A, lettera da Mario Nervi a E. Bradford Tazewell Jr., 14 dicembre 1967).

– 187. L'inizio del rapporto tra Nervi e il Dartmouth College di Hanover fu in larga parte dovuto all'amicizia con Mario Salvadori.

– 188. A. Bologna, *Pier Luigi Nervi*, cit. alla nota 4.

– 189. In realtà già nell'ottobre 1967 Nervi aveva espresso la volontà di ricorrere a prove sperimentali su un modello, ma poi questa opzione cadde nel vuoto.

– 190. Questa soluzione prevedeva la possibilità di sfruttare l'edificio anche come teatro.

– 191. Questa semplificazione costruttiva era stata attuata anche per il modello in scala 1:50 del Palazzo dello Sport di Norfolk.

– 192. MAXXI-PLN, pacco “Dartmouth III”, cart. “Corrispondenza 1973”, lettera da ISMES a Pier Luigi Nervi, 7 marzo 1969. Cfr. anche *ibidem*, lettera da Pier Luigi Nervi a ISMES, 5 marzo 1969.

– 193. «... abbiamo ricevuto dal Sig. Olmsted ... l'autorizzazione a far eseguire presso codesto Istituto le prove statiche e dinamiche sul modello della copertura del Dartmouth College. Vi preghiamo pertanto di procedere di conseguenza» (MAXXI-PLN, pacco “Dartmouth III”, cart. “Corrispondenza 1973”, lettera da Pier Luigi Nervi a ISMES, 24 luglio 1970).

– 194. MAXXI-PLN, pacco “Dartmouth III”, lettera da ISMES a Richard W. Olmsted, 29 luglio 1970.

– 195. La scelta di realizzare il modello con un impasto di resine sintetiche per simulare il cemento armato fu dettata innanzitutto dalla previsione di lavorare solo nel campo elastico, ma anche per la sua facile malleabilità in fase di confezionamento e perché l'utilizzo di un materiale avente modulo elastico basso avrebbe consentito di mantenere la scala dei tempi entro valori convenienti dal punto di vista sperimentale. La determinazione delle

caratteristiche meccaniche del materiale richiese prove statiche a compressione e prove dinamiche su provini gettati contemporaneamente al modello: «Per l'esecuzione di queste ultime i campioni, a forma di barrette prismatiche, venivano fissati con un vincolo ad incastro ad un tavolo oscillante con moto sinusoidale ad ampiezza costante e frequenza lentamente variabile. ... I valori delle caratteristiche meccaniche del materiale impiegato, denominato “Araldit CW 215”, sono ... : modulo elastico a compressione:  $E = 61.500 \text{ kg cm}^{-2}$  ... modulo elastico dinamico (ottenuto su barrette inclinate alla base):  $E = 61.700 \text{ kg cm}^{-2}$  ... smorzamento (in frazione dello smorzamento critico): 0,7 % ... peso specifico:  $\gamma = 1,57 \cdot 10^{-3} \text{ kg cm}^{-3}$  ... modulo di Poisson  $\nu = 0,34$ ».

– 196. Cfr. ISMES, ACS 722, *Esperienze dinamiche su un modello del Palazzo del Ghiaccio di “Dartmouth”*, pratica n. 809, febbraio 1971, pp. 8-12.

– 197. «È noto che l'oscillazione di una struttura, provocata da un sistema di forze esterne qualsiasi, può sempre esprimersi (purché valga l'ortogonalità fra i modi propri) come somma, delle oscillazioni relative ai vari modi di vibrare. È pure evidente che un'opportuna scelta delle forze eccitanti può rendere trascurabile o addirittura nullo il contributo della risposta globale della struttura. Pertanto il problema di eccitare le vibrazioni di un sistema dinamico secondo un modo proprio “puro”, si riconduce alla determinazione di quel particolare sistema di forze per cui la risposta di tutti i modi, escluso quello desiderato è nulla. Tale problema non è direttamente risolvibile in quanto esige la conoscenza a priori delle “forme” del modo in studio: è stata, tuttavia, messa a punto una tecnica sperimentale [si fa riferimento a D.E. Hudson, *Synchronized vibration generators for dynamic tests of full scale structures*, Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology, novembre 1962; N.N. Nielsen, *Dynamic tests of full scale structures*, International Center of Earthquake Engineering, 1968] basata su un procedimento iterativo che permette di rendere, ad ogni successivo passo, sempre più trascurabile la risposta dei modi non desiderati.» ISMES, ACS 722, *Esperienze*, cit. alla nota 196, p. 9. Per l'eccitazione della struttura furono utilizzati quattro eccitatori di vibrazione elettrodinamici “Pye - Ling”.

– 198. Cfr. ISMES, ACS 722, *Esperienze*, cit. alla nota 196, p. 13.

– 199. Tale attrezzatura consisteva in: generatore, amplificatori di potenza, circuito equalizzatore. Cfr. ISMES, ACS 722, *Esperienze*, cit. alla nota 196, pp. 14-15.

– 200. «L'analisi consisteva nella determinazione delle curve di risposta in ampiezza e fase per un'eccitazione sinusoidale di frequenza variabile e nel rilevamento dei valori indicati dagli estensimetri in corrispondenza delle frequenze proprie di vibrazione, utilizzando la stessa apparecchiatura d'analisi già precedentemente descritta. Nel caso



d'eccitazione "random" l'analisi dei segnali consisteva invece nella determinazione della densità spettrale nel modo seguente: i segnali dei trasduttori, registrati su nastro magnetico, erano inviati individualmente ad un filtro a banda passante costante di 6 cps (uguale a 0,021 al prototipo), la cui frequenza centrale era cambiata fra 0,3 e 12 cps (al prototipo) da un oscillatore esterno. Il segnale d'uscita era convertito in un segnale proporzionale alla potenza media contenuta nella banda del filtro e poi inviato all'asse verticale su un registratore X-Y, mentre il segnale proporzionale alla frequenza centrale di tale filtro era inviato all'asse X del registratore. La potenza media era determinata con una costante di tempo sufficientemente grande da ridurre le fluttuazioni casuali attorno al vero valore» (ISMES, ACS 722, *Esperienze*, cit. alla nota 196, pp. 15-16).

...201. Per un'analisi dettagliata dei problemi e dei riferimenti presi in considerazione dagli ingegneri dell'ISMES si veda ISMES, ACS 722, *Esperienze*, cit. alla nota 196, "Appendice".

...202. Molto probabilmente questo ritardo fu dovuto alla necessità di tradurre in inglese le relazioni. Difatti la copia conservata all'ISMES, datata febbraio 1971, è in italiano.

...203. Gabriele Milelli racconta che il modello era accantonato all'ISMES in attesa di essere distrutto. Egli lo prelevò per esporlo in occasione della mostra monografica "Una scienza per l'architettura" per l'Istituto Mides a Roma nel 1982 (a cura di G. Milelli e F. Mariano). Cfr. G. Milelli (a cura di), *Eredità di Pier Luigi Nervi*, Accademia Marchigiana di Scienze, Lettere e arti, Ancona 1983.

...204. Il modello, che misura centimetri 185 x 162 x 37 (h), presenta diverse crepe all'altezza dei pilastri inclinati di sostegno della copertura. Per questo, e per la mancanza di alcuni elementi costruttivi, meriterebbe un adeguato restauro.

...205. La relativa semplicità con cui si poteva realizzare la geometria "rigata" del paraboloide iperbolico condusse a una proliferazione internazionale di questo tipo di strutture. Una sostanziosa rassegna è ad esempio rintracciabile negli atti del *Symposium on Shell Research* di Delft del 1961: R.E. Rowe, *Tests on four types of hyperbolic shells*; P.J. Brennan, *Experimental studies of hyperbolic paraboloid structures under static and dynamic loads*; L.G. Booth, P.B. Morice, *A preliminary study of the wind pressure distribution on hyperbolic paraboloid roofs*; A. Hergenröder, H. Rüsche, *Recent findings in the testing of models* eccetera in A.M. Haas, A.L. Bouma (a cura di), *RILEM/IASS Symposium on Shell Research*, Atti del convegno di Delft, 30 agosto-2 settembre 1961), North-Holland, Amsterdam 1961.

...206. Félix Candela realizzò una grande quantità di progetti più o meno simili. Ad esempio il "Paraguas sperimental" a Colonia Vallejo (México D.F.) del 1953; le coperture di Bodegas Río a Lindavista (México D.F.) del 1954, della Fábrica High Life a

Coyoacán (México D.F.) del 1954-1955, dell'Edificio Olivetti a Colonia Vallejo (México D.F.) del 1954, della Fábrica de Acabados Finos a Puente de Vigas (México) del 1954-1955; Almacenes Hernáiz (México) del 1956; Insignia del parque industrial Great Southwest a Dallas (U.S.A.) del 1958 ecc. Cfr. F. Candela, *Notes for history: the development of thin shells in Mexico*, "Bulletin of IASS", n. 71-72, dicembre 1979-aprile 1980, pp. 27-38. Il volume riporta i contributi presentati al World Congress on shell and spatial structures tenutosi in occasione del XX anniversario di IASS, nel 1979. Cfr. anche *Félix Candela arquitecto*, catalogo della mostra al Depósito Elevado del Canal de Isabel II (Madrid, 11 maggio-24 giugno 1994), Ediciones El Viso, S.A., Madrid 1994; J.I. del Cueto Ruiz-Funes, M. Lambie (a cura di), *Félix Candela 1910-2010*, catalogo della mostra al Institut Valencià d'Art Modern (Valencia, 21 ottobre 2010-2 gennaio 2011), Sociedad Estatal de Conmemoraciones Culturales (SECC), Valencia 2010.

...207. L'ente fu fondato nel 1921 per coordinare i progetti tra lo Stato di New York e quello del New Jersey. Il legame professionale con Pier Luigi Nervi fu di fondamentale importanza per l'ingegnere italiano: il suo primo progetto realizzato negli Stati Uniti fu infatti commissionato proprio dalla Port Authority (si tratta della Bus Station di New York, 1958-1964). Questo rapporto continuerà fino al 30 settembre 1970, data della morte di John M. Kyle.

...208. I primi due terminal aprirono rispettivamente nell'agosto e nel settembre del 1973.

...209. MAXXI-PLN, pacco "1243 Consulenza Newark Terminal New York USA", lettera da John M. Kyle a Pier Luigi Nervi, 25 agosto 1967.

...210. George Tamaro conobbe Nervi in occasione del progetto per la Bus Station di New York. Dal settembre 1963 al settembre 1964 lavorerà presso lo Studio Nervi, a molti progetti tra i quali: la Cattedrale di San Francisco; il Place Australia Project di Sydney; l'Aula delle Udienze in Vaticano; la Cassa di Risparmio di Venezia; il Swindon Football Stadium in Inghilterra; il Ponte del Risorgimento di Verona; la Torre della Borsa di Montreal eccetera.

...211. In occasione del convegno "The Work of Pier Luigi Nervi in the World", organizzato dal Dipartimento di Progettazione architettonica e Disegno industriale del Politecnico di Torino (11-14 luglio 2011), George Tamaro - impossibilitato a partecipare - ha fornito un breve testo in cui ricorda questi avvenimenti.

...212. G. Tamaro, cfr. nota precedente.

...213. *Ibidem*.

...214. P.L. Nervi, *Contributo italiano*, cit. alla nota 90 cap. 1.

...215. Cfr. MAXXI-PLN, pacco "1243 Consulenza Newark Terminal New York USA", 2 fotografie in bianco e nero.

...216. Cfr. *ibidem*, lettera da John M. Kyle a Pier Luigi Nervi, 11 settembre 1967. In allegato *Infor-*

*mazioni sul disegno e calcolo della volta sottile a paraboloide iperbolico per l'aeroporto di Newark*.

...217. A. Pucher, *Beton u Eisen*, vol. 13, 1934. (W. Flügge, *Stresses in Shells*, Springer-Verlag, Berlin 1962).

...218. H. Bleich, M. Salvadori, *Bending Moments on Shell Boundaries*, in *Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, ottobre 1959.

...219. F. Candela, *Structural Applications of Hyperbolic Paraboloidal Shells*, "Journal of the American Concrete Institute", gennaio 1955.

...220. A. Parme, *Shells of Double Curvature*, *Transactions*, American Society of Civil Engineers, 1958.

...221. J. Mirza, *Stresses and Deformations in Umbrella Shells*, in *Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, aprile 1967; id., *Analysis of Post-Tensioned Hyperbolic Paraboloid Shell Roofs*, "Journal of the Prestressed Concrete Institute", febbraio 1967.

...222. Cfr. MAXXI-PLN, pacco "1243 Consulenza Newark Terminal New York USA", *Informazioni sul disegno e calcolo della volta sottile a paraboloide iperbolico per l'aeroporto di Newark*, 4 ff. dattiloscritti tradotti in italiano, pp. 1-2.

...223. *Ibidem*, pp. 2-3.

...224. Cfr. anche *ibidem*, lettera da William C. Stevens (Engineer of Design Airports) a Pier Luigi Nervi, 25 settembre 1967.

...225. Cfr. *ibidem*, lettera da John M. Kyle a Pier Luigi Nervi, 6 novembre 1967.

...226. *Ibidem*, *Accordo tra Pier Luigi Nervi e Port of New York Authority*, 8 dicembre 1967.

...227. Cfr. ISMES, ACS 550, *Newark Airport. Large HP for Terminal Bldgs. 18 3. Report of Statical Tests on a Cement Mix Model*, pratica n. 642, aprile 1968, p. 2.

...228. Per la misura degli sforzi furono utilizzati estensimetri meccanici del tipo "Huggenberger A" ed estensimetri elettroacustici "Galileo"; la misura delle deflessioni fu misurata con comparatori "Compac" e "Borletti" al 1/100 di mm fissati a una piattaforma metallica indipendente dal modello e dall'attrezzatura di carico.

...229. È da sottolineare l'esperienza di Lauletta nel campo delle strutture a paraboloide iperbolico: cfr. E. Lauletta, *Statics of Hyperbolic Paraboloidal Shell Studied by Means of Models*, in A.M. Haas, A.L. Bouma (a cura di), *RILEM/IASS Symposium*, cit. alla nota 205, pp. 47-57.

...230. Cfr. anche G. Oberti, *La modellazione strutturale*, cit. alla nota 58 cap. 1.

...231. Cfr. MAXXI-PLN, pacco "1243 Consulenza Newark Terminal New York USA", lettera da Pier Luigi Nervi a John M. Kyle, 14 marzo 1968.

...232. G. Tamaro, testo presentato in occasione del convegno "Pier Luigi Nervi in the World", cit. alla nota 211.

...233. Cfr. MAXXI-PLN, pacco "1243 Consulenza Newark Terminal New York USA", lettera da Pier Luigi Nervi a John M. Kyle, 9 maggio 1968.

...234. Cfr. MAXXI-PLN, pacco 61 A, lettera da ISMES a Pier Luigi Nervi, 6 maggio 1968.

...235. Cfr. G. Oberti, *L'attraversamento dello Stretto di Messina e la sua fattibilità. Confronti con le altre esperienze estere e considerazioni sulla fattibilità*, in *Atti dei Convegni Lincei, L'attraversamento dello Stretto di Messina e la sua fattibilità* (Roma, 4-6 luglio 1978), Accademia Nazionale dei Lincei, Roma 1979 (anche in "I Quaderni ISMES", n. 128, 1980).

...236. Cfr. P. Desideri, P.L. Nervi jr., G. Positano (a cura di), *Pier Luigi Nervi*, Zanichelli, Bologna 1979, pp. 204-207.

...237. «Reflecting on the problem of suspension bridges and on the possible solutions directed at increasing the actual span limits, I have been led to think that entrusting to a particular arrangement of the carrying cables the task of the horizontal stiffness of the system and freeing in consequence the deck framing, this would be able to attain a great lightness and executive simplicity, with the consequent possibility of translating such an advantage into a great free span. At the basis of this new arrangement of the cables there must be a noteworthy distancing at the supports placed on isolated piers rather than on frames of a width equal to that of the deck frame. In consequence the two carrying cables should come to acquire a double curve department remaining at the center span the width of the deck frame and increasing in the distance between them till they reach at the supports a distance of about 1/15 to 1/20 of the free span. I have had a model of about two metres in length without the deck having any stiffness of itself and I can assure you that the result is extremely satisfactory. Any kind of horizontal action under form of weights or impact is absorbed at once and there is no possibility of the oscillations of resonance. As a counter proof I arranged on the same model the cables parallel exceeding to the traditional system obtaining under the same horizontal stresses notable deformations and oscillations» (MAXXI-PLN, pacco 101 A, "Ponte di Messina", cart. "Corrispondenza Port Authority", lettera da Pier Luigi Nervi a John M. Kyle, 24 aprile 1969).

...238. *Ibidem*.

...239. «Previste estese prove su modelli, che sarebbero indispensabili specie al fine di valutare la fattibilità dell'opera nonché la stabilità aerodinamica del ponte, oggetto di qualche perplessità.» G. Oberti, *L'attraversamento dello Stretto di Messina*, cit. alla nota 235.

...240. MAXXI-PLN, pacco 101 A, "Ponte di Messina", cart. "Corrispondenza Port Authority", lettera da George J. Tamaro a Pier Luigi Nervi, 4 giugno 1969.

...241. Cfr. P. Desideri, P.L. Nervi Jr., G. Positano (a cura di), *Pier Luigi Nervi*, cit. alla nota 236.

...242. Cfr. T. Iori, S. Poretti, *L'Ambasciata d'Italia a Brasilia*, Electa, Milano 2008, p. 64.

...243. MAXXI-PLN, pacco 52, lettera da Studio Nervi a Enzo Lauletta, 18 settembre 1963.

–244. *Ibidem*, lettera da Enzo Lauletta a Pier Luigi Nervi, 10 ottobre 1963.

–245. *Ibidem*, lettera da Enzo Lauletta a Pier Luigi Nervi, 21 agosto 1964.

–246. *Ibidem*, lettera da Enzo Lauletta a Pier Luigi Nervi, 21 agosto 1964. Questa ulteriore ricerca sperimentale viene successivamente approvata da Nervi, ma purtroppo di essa non sono rimaste tracce. Cfr. anche *ibidem*, lettera da Studio Nervi a Enzo Lauletta, 3 settembre 1964.

–247. *Ibidem*, lettera da Studio Nervi a Mr. B. Rietmeijer (E.M.S.), 1 settembre 1964; cfr. anche *ibidem*, lettera da Studio Nervi a Jan A. Lucas, 10 dicembre 1964.

–248. *Ibidem*, ISMES, *Relazione sulle prove statiche su modello elastico della parte inferiore dell'edificio "EMS" - L'Aja*, pratica n. 506, dicembre 1965.

–249. Cfr. MAXXI-PLN, faldone “[corrispondenza] 4 agosto 1964-21 febbraio 1965”, lettera da Studio Nervi a ISMES, 7 agosto 1964.

–250. Come al solito esperienze complementari su provini ne determinarono le proprietà elastiche: modulo di Young medio  $E_m = 36.000 \text{ kg cm}^{-2}$ ; coefficiente di Poisson  $\nu = 0,2$  eccetera. Cfr. MAXXI-PLN, pacco 51, ISMES, *Relazione sulle prove statiche*, cit. alla nota 248, pp. 3-4.

–251. *Ibidem*, p. 5. Come attrezzatura di misura vennero impiegati flessimetri “Kaeffer” al 1/100 di mm vincolati a un telaio metallico esterno, estensimetri meccanici “Huggenberger A” su base 50 mm montati a rosetta all'interno del modello ed estensimetri elettrici a resistenza “Huggenberger” su base 10 mm montati allo stesso modo.

–252. Cfr. R. Colette, *Eugène Beaudouin et l'enseignement de l'architecture à Genève*, Presses polytechniques et universitaires romandes, Lausanne 2010.

–253. Cfr. G. Oberti, *La modellazione strutturale*, cit. alla nota 58 cap. 1.

–254. MAXXI-PLN, faldone “B.I.T.”, lettera da M. Georges A. Steinmann a ISMES, 15 gennaio 1968.

–255. *Ibidem*, lettera da ISMES a M. Georges A. Steinmann, 23 gennaio 1968.

–256. Il numero dei correnti verticali della facciata – simulati con barrette di alluminio con una sezione adeguatamente calcolata – fu ridotto a un terzo, per comodità sperimentale.

–257. L'impasto, chiamato “Araldit CW 215”, presentava: modulo elastico a compressione  $E = 60.000 \text{ kg cm}^{-2}$ ; modulo elastico dinamico  $E = 61.400 \text{ kg cm}^{-2}$ ; smorzamento (in frazione dello smorzamento critico) = 0,9%; peso specifico =  $1,544 \cdot 10^{-3}$ ; modulo di Poisson = 0,34. I tre gradi di libertà caratterizzanti la similitudine meccanica furono così stabiliti:  $\lambda = 40$ ;  $\zeta = 5$ ;  $\rho = 1,62$ . In funzione di questi valori fu definita quindi la similitudine delle altre grandezze inerenti al problema: rapporto tra le forze totali (carichi inerziali, azioni di taglio eccetera)  $\phi = 8.000$ ; rapporto tra le masse  $\mu = \lambda^3 \rho = 103,622$ ; rapporto tra i tempi

(periodi propri di oscillazione eccetera)  $\tau = 22,76$ ; rapporto tra le accelerazioni  $\alpha = 0,077$ ; rapporto dei moduli di Poisson leggermente diverso da 1. Cfr. ISMES, ACS 637, *Esperienze dinamiche su due modelli della nuova sede del "B.I.T."*, pratica n. 724, settembre 1969.

–258. Essa era costituita da un generatore di segnale sinusoidale con frequenza variabile nel tempo con legge logaritmica; amplificatori di potenza; circuito equalizzatore. Cfr. ISMES, ACS 637, *Esperienze dinamiche*, cit. alla nota 257.

–259. Cfr. ISMES, ACS 637, *Esperienze dinamiche*, cit. alla nota 257, p. 12.

–260. Cfr. S. Zironi, *Melchiorre Bega architetto*, Domus, Milano 1983, pp. 78-85.

–261. I contatti tra Nervi e la Motta sono infatti precedenti al caso di Limena: nel 1961 l'ingegnere fu incaricato di progettare un ristorante autostradale, prima risolto con una piattaforma panoramica girevole in calcestruzzo armato e successivamente con una soluzione a ponte. Cfr. L. Greco, *Architetture autostradali di Pier Luigi Nervi. Il Mottagrill e altri progetti*, in G. Bianchino, D. Costi (a cura di), *Cantiere Nervi*, cit. alla nota 144 cap. 1, pp. 124-127.

–262. G. Oberti, *Ausilio dei modelli nello studio del comportamento statico e dinamico delle costruzioni*, “I Quaderni ISMES”, n. 5, 1956, pp. 8-9.

–263. P.L. Nervi, *Costruire correttamente*, cit. alla nota 24 cap. 1, p. 106. Spiegano nel dettaglio i tecnici dell'ISMES a proposito dei principi dell'indagine fotoelastica: «In base a questa tecnica si possono effettuare due fondamentali rilevazioni su di un modello fotoelastico piano: a) in luce polarizzata rettilinea si possono rilevare, tramite le isocline, le isostatiche, ossia le direzioni delle tensioni principali o traiettorie degli sforzi; b) in luce polarizzata circolare si possono rilevare le isocromatiche, cioè i luoghi dei punti nei quali è costante la differenza  $\sigma_1 - \sigma_2$  fra le tensioni principali. Il predetto rilievo è costituito da una serie di frange scure, curve di livello della funzione  $\sigma_1 - \sigma_2$ , la cui equidistanza  $\Delta(\sigma_1 - \sigma_2)$  è deducibile dalla taratura preventiva del materiale. Il valore della differenza delle tensioni principali in un punto è definito in base all'espressione  $\sigma_1 - \sigma_2 = n \cdot \Delta(\sigma_1 - \sigma_2)$  ove n è il numero d'ordine di apparizione della frangia nel punto considerato. Da quanto precede consegue che ai bordi liberi, ove una delle due tensioni principali sia nulla, sia possibile conoscere il valore della residua tensione principale non nulla; cioè ove ad esempio sia  $\sigma_2 = 0$  sarà:  $\sigma_1 - \sigma_2 = \sigma_1 = n \cdot \Delta(\sigma_1 - \sigma_2)$ . Analogamente è possibile, ai bordi caricati perpendicolarmente con una  $\sigma$  nota, ricavare i valori della rimanente tensione principale» (ISMES, ACS 383, *Prove di carico su modello fotoelastico della struttura portante principale dell'Autogrill Motta*, pratica n. 476, marzo 1965, pp. 3-5).

–264. P.L. Nervi, *Costruire correttamente*, cit. alla nota 24 cap. 1, p. 38.

–265. M.M. Frocht, *Photoelasticity*, John Wiley & Sons, New York 1941.

–266. A. Danusso, G. Oberti, *Indagini sperimentali sulle costruzioni: la fotoelasticità*, Libreria Ed. Politecnica, Milano 1932.

–267. La rivista avrà vita breve: ne verranno pubblicati solo tre numeri (aprile e luglio 1947, gennaio 1948). Nel comitato di redazione, tra gli altri, sono presenti Danusso e Colonnetti.

–268. «Malgrado la bellezza del sistema, l'applicazione della fotoelasticità a solidi è più efficiente per lo studio di azioni locali in elementi di limitate dimensioni (ganci di gru, anelli di catene, parti di macchine in genere) che non per strutture portanti edilizie» (P.L. Nervi, *Costruire correttamente*, cit. alla nota 24 cap. 1, p. 106).

–269. Cfr. ad esempio P.L. Nervi, *Corretto costruire*, “Strutture. Rivista di scienza e arte del costruire”, Edizioni della Bussola, n. 1, 1947, pp. 4-5.

–270. P.L. Nervi, *Costruire correttamente*, cit. alla nota 24 cap. 1, p. 106.

–271. Cfr. F. Tentori, *La mostra della rivoluzione fascista e alcuni progetti romani di Giuseppe Terragni*, in G. Ciucci (a cura di), *Giuseppe Terragni. Opera completa*, Electa, Milano 1996, pp. 241-256; S. Poretti, *Modernismi italiani. Architettura e costruzione nel Novecento*, Gangemi, Roma 2008, p. 129.

–272. Cfr. ISMES, ACS 383, *Prove di carico*, cit. alla nota 263.

–273. Il carico era di 3.700 kg/ml, più 3.000 kg/ml sul bordo superiore della trave e 4.320 kg/ml sul bordo inferiore.

–274. Il sovraccarico uniforme era di 900 kg/ml per il bordo superiore e di 2.400 per il bordo inferiore.

–275. Il sovraccarico accidentale, applicato solo sugli sbalzi laterali della trave, era di 900 kg/ml per il bordo superiore e di 2.400 per il bordo inferiore. Cfr. anche MAXXI-PLN, faldone “[corrispondenza] 4 agosto 1964-21 febbraio 1965”, lettera da Studio Nervi a ISMES, 13 febbraio 1965.

–276. Cfr. ISMES, ACS 383, *Prove di carico*, cit. alla nota 263, p. 7.

–277. La sezione fu considerata indipendente dal resto della struttura: una semplificazione che ovviamente sarebbe stata inaccettabile nello studio del regime tridimensionale degli sforzi nella torre. Per semplificare lo svolgimento delle prove il segno degli sforzi fu invertito, con lo scopo di simulare la presenza dei pali mediante elementi in trazione (tondini in acciaio con diametro di 1 mm) inseriti ed incollati in corrispondenza del semispessore della lastra di trolon. Dal momento che l'ipotesi postulata prevedeva che ogni palo sopportasse una stessa quota del carico complessivo, fu realizzato un dispositivo atto a sottoporre a trazione uniforme tutti i fili che realizzavano il carico sul modello. Cfr. ISMES, ACS 855, *Prove fotoelastiche su modello di sezione della Torre di Pisa*, pratica n. 941, settembre 1973, p. 3.

–278. *Ibidem*, p. 5.

–279. *Ibidem*, p. 6. Le prove furono eseguite a cura del prof. ing. Luigi Goffi come consulente di settore, sotto la regia di Fumagalli (direttore dell'ISMES) e Oberti (consulente tecnico).

–280. Cfr. C. Chiorino, *Il nuovo Palazzo della Cassa di Risparmio di Venezia (1963-72)*, in *Pier Luigi Nervi. Architettura come Sfida*, supplemento a “Il Giornale dell'Architettura”, settembre 2010, p. 11.

–281. Per applicare i carichi fu predisposta un'attrezzatura costituita da anelli dinamometrici in gomma preventivamente tarati, che vennero vincolati alla struttura a ripartitori in legno con suola in sughero e a una platea rigida. La platea, traslata da quattro martinetti idraulici rispetto alla sua posizione iniziale, provocava la tensione degli anelli e di conseguenza l'applicazione dei carichi alla struttura. Per rilevare e misurare le deformazioni unitarie furono impiegati estensimetri meccanici “Huggenberger A” con base di misura 50 e 20 mm, montati sulle due facce – superiore e inferiore – del modello. Le misure delle deformazioni globali furono effettuate con comparatori “Compac” e “Borletti” al 1/100 di mm, montati sulla faccia superiore del modello e fissati a un telaio metallico rigido, indipendente sia dalla struttura sia dall'attrezzatura di carico. Cfr. ISMES, ACS 546, *Esperienze su modello elastico solaio di copertura del salone "Cassa di Risparmio - Venezia"*, pratica n. 638, aprile 1968.

–282. *Ibidem*, pp. 7-8.

–283. Gli Archivi dell'Istituto di Scienza delle Costruzioni del Politecnico di Milano sono stati decimati nel corso degli ultimi decenni. Tracce di queste prove si possono tuttavia trovare nei registri oggi conservati presso il Dipartimento di Ingegneria Strutturale in piazza Leonardo Da Vinci.

–284. Cfr. *L'aula delle udienze nella Città del Vaticano*, “L'industria italiana del Cemento”, XLIII, n. 12, dicembre 1973, pp. 797-844. Cfr. in particolare le tabelle a p. 833. Cfr. anche S. Pace, *Aula delle udienze papali 1963-1971*, in C. Olmo, C. Chiorino (a cura di), *Pier Luigi Nervi*, cit. alla nota 8 cap. 1, pp. 182-185.

–285. P.L. Nervi, in *La Italcementi nel suo centenario*, Italcementi, Bergamo 1964. Oltre al contributo di Nervi, nel volume compaiono quelli di Danusso, Riccardo Morandi e Gio Ponti.

–286. Ad esempio Nervi tenne la conferenza dal titolo “Importanza dell'esatta conoscenza dei limiti e possibilità dei procedimenti esecutivi nell'impostazione progettistica delle opere in cemento armato” il 4 marzo 1966. Tra i docenti del corso verso la metà degli anni Sessanta c'era anche Guido Oberti, titolare dell'insegnamento di Indagini sperimentali sulle strutture e sui modell”. Cfr. *Costruzioni in cemento armato. Studi e rendiconti*, voll. 1-4, Italcementi, Bergamo 1964-1967.

–287. Cfr. ISMES, ACS 458, *Relazione su prove statiche varie per nuovo Palazzo Udienze in Vaticano*, pratica n. 551, settembre 1966. Le misure delle de-



formazioni furono eseguite con un estensimetro rimovibile operante su quattro serie di basi di misura disposte a catena sui quattro lati dell'elemento.

—288. «L'elemento venne messo in carico con un tiro crescente per gradi da 0 a 128,2 t totali, capace di sollecitare l'armatura fino al valore  $\sigma_t = 1.400 \text{ kg cm}^{-2}$  nel caso in cui si supponga nullo il contributo del calcestruzzo.» Cfr. ISMES, ACS 458, *Relazione*, cit. alla nota 287, p. 2.

—289. *Ibidem*, p. 3.

—290. Tra le superfici delle due piastre e le basi dei pilastri fu collocato un leggero strato di pasta cementizia "Ultracal" a pronta presa ed elevata resistenza, in modo da garantire un contatto uniforme tra le superfici. Le misurazioni furono eseguite con un estensimetro rimovibile "W.H. Mayes & Son" su base 450 mm.

—291. Cfr. ISMES, ACS 483, *Determinazione del modulo elastico e del carico di rottura per compressione di due pilastri in c.a.*, pratica n. 576, marzo 1967.

—292. Cfr. MAXXI-PLN, cart. "Studio Nervi" dedicata all'*Aula per pellegrini Roma*, minuta di lettera da Pier Luigi Nervi a Enzo Lauletta, 26 settembre 1967.

—293. Cfr. ISMES, *Elenco relazioni ISMES dal 1951 al 1986*, vol. I. Nella parte di questo regesto relativa alle prove condotte nel 1968 vi è infatti l'annotazione di *Prove sul comportamento a rottura per compressione semplice su colonnette in marmo monolitiche e a rocchi*, pratica n. 628, p.c. della Nervi e Bartoli - Roma. Nell'archivio non è però conservata tale relazione.

—294. Cfr. ISMES, ACS 601, *Prove per la determinazione della variazione nel tempo di alcune caratteristiche meccaniche di un calcestruzzo con cemento bianco*, pratica n. 688, aprile 1969.

—295. Per rilevare le deformazioni si utilizzarono estensimetri meccanici "Huggenberger tipo A" con amplificazione 1.200, montati su una base di misura di 100 mm.

—296. Cfr. ISMES, *Modello di trave a shed per nuova rimessa "Tor Sapienza"*, pratica n. 829, giugno 1971.

—297. Le caratteristiche meccaniche dell'impasto erano:  $E = 50.000 \text{ kg cm}^{-2}$ ;  $\sigma_c$  (a flessione) =  $290 \text{ kg cm}^{-2}$ . L'applicazione del momento fu svolta con particolare attenzione: invece che simularlo mediante carichi distribuiti e ottenere perciò un diagramma dei momenti ad andamento parabolico, i tecnici dell'ISMES preferirono applicare – per cautela – dei momenti alle estremità della trave e ottenere un momento costante pari al valore massimo del momento parabolico. La distribuzione delle deformazioni unitarie sulle ali della trave e la freccia di mezzera vennero effettuate con dieci estensimetri a resistenza elettrica e un flessimetro centesimale, montati sulla sezione mediana della trave. Mantenuta valida l'ipotesi della struttura interamente reagente, furono incrementati i momenti fino a 5 volte il carico

normale. Nonostante ciò, non furono rilevati fenomeni di instabilità.

—298. In realtà l'ISMES aveva già lavorato per l'Australia: nel 1960, infatti, erano state eseguite delle prove sulla Diga ad arco gravità di Cotter River e nel 1961 sulla Diga di Moogerah. Entrambe le strutture furono testate su modelli in scala 1:50. Cfr. 1951-1961. ISMES, cit. alla nota 3 cap. 2.

—299. Cfr. P. Desideri, P.L. Nervi jr, G. Positano (a cura di), *Pier Luigi Nervi*, cit. alla nota 236, pp. 188-191.

—300. «I had met Nervi in Paris on the Unesco site in 1955. When he accepted my invitation to act as structural consultant on Australia Square, I spent some weeks in his Rome office. It was a great education, learning to understand the clear underlying logic and his way of expressing nature's forces beautifully. It all became tangible when seeing his projects in construction: the Olympic structures, the paper factory in Mantua, the Turin exhibition building and the Pope's audience hall in the Vatican...» (H. Seidler, in K. Frampton, P. Drew, *Harry Seidler*, Thames and Hudson, London 1992, p. 407).

—301. In principio gli "special floors" sarebbero dovuti essere tre, in seguito il numero fu ridotto a due. Cfr. MAXXI-PLN, faldone "Australia Square Tower Sydney", lettera da Harry Seidler a Pier Luigi Nervi, 11 dicembre 1963.

—302. K. Frampton, P. Drew, *Harry Seidler*, cit. alla nota 300, p. 112.

—303. Il giorno 11 dicembre 1963, infatti, Harry Seidler comunica il fascino esercitato su di lui e su altri colleghi australiani dal libro di Nervi appena uscito: P.L. Nervi, *Nuove strutture*, Edizioni di comunità, Milano 1963. Cfr. MAXXI-PLN, lettera da Harry Seidler a Pier Luigi Nervi, 11 dicembre 1963, cit. alla nota 301.

—304. *Ibidem*.

—305. *Ibidem*, minuta di lettera da Pier Luigi Nervi a Harry Seidler, 7 gennaio 1964.

—306. *Ibidem*, ricevuta di telegramma da Studio Nervi a R.L. Hammond (Civil & Civic), s.d. [inizio febbraio 1964].

—307. *Ibidem*, lettera da R.L. Hammond (Civil & Civic) a Pier Luigi Nervi, 25 febbraio 1964. La decisione fu motivata soprattutto dal fatto che la soluzione di separare il lavoro analitico da quello sperimentale avrebbe complicato e rallentato lo svolgimento del progetto.

—308. *Ibidem*, minuta di lettera da Pier Luigi Nervi a R.L. Hammond, 11 marzo 1964. Una rielaborazione di questi concetti viene comunicata anche a Harry Seidler: «Il fatto che sia stato deciso di preparare il modello per le ricerche statiche in Australia rende praticamente impossibile la mia partecipazione anche come consulente, allo studio statico della struttura. Penso infatti che, data la sua complessità, i calcoli non possano essere molto attendibili. D'altra parte i risultati delle ricerche sperimentali per essere interamente validi

debbono essere esaminati, discussi ed interpretati insieme agli sperimentatori. Facendo il modello in Australia questo diventa per me impossibile. Non desidero quindi entrare nel vivo del problema statico e vorrei limitare la mia collaborazione a quella di carattere architettonico già svolta a Roma o a quella che eventualmente mi sarà chiesta in seguito, oltre naturalmente, ai dettagli dei solai nervati» (*Ibidem*, minuta di lettera da Pier Luigi Nervi a Harry Seidler, 27 marzo 1964). Nervi apparirà comunque in seguito come *structural consultant* del progetto. Cfr. *ibidem*, lettera da Harry Seidler a Pier Luigi Nervi, 9 aprile 1964.

—309. Senior Lecturer, School of Civil Engineering, University of New South Wales.

—310. Professor of Civil Engineering, University of New South Wales.

—311. La modularità e la simmetria della struttura facilitarono il confezionamento del modello, comunque laborioso in quanto esso doveva essere assemblato a partire da 2.200 pezzi singoli.

—312. Tipo di resina con caratteristiche meccaniche ben note al team di ingegneri australiani. Cfr. P.S. Balint, F.S. Shaw, *Structural Model of the "Australia Square" Tower in Sydney*, "Architectural Science Review", dicembre 1965, p. 138.

—313. *Ibidem*, pp. 136-149. Per un'analisi approfondita delle modalità sperimentali condotte su di esso e sullo stato dell'arte della modellistica strutturale in Australia cfr. P.S. Balint, F.S. Shaw, *Structural Model*, cit. alla nota 312; P.S. Balint, *Plastrene Model as Structural Design Aid*, "Con-

structional Review", aprile 1957; G. Murphy, *Similitude in Engineering*, Ronald, New York 1950; H.L. Langhaar, *Dimensional Analysis and Theory of Models*, Wiley, New York 1951; T.A. Hewson, *A Nomographic Solution to the Strain Rosette Equation*, in *Proc. S.E.S.A.*, vol. 4, n. 1.

—314. MAXXI-PLN, faldone "Australia Square Tower Sydney", lettera da J. Stigter a Pier Luigi Nervi, 4 luglio 1966.

—315. K. Frampton, P. Drew, *Harry Seidler*, cit. alla nota 300, pp. 140-153.

—316. *Ibidem*, p. 140.

—317. Cfr. J.S. Gero, *Structural model testing of MLC Centre tower building*, Dept. of Architectural Science, Sydney 1973.

—318. Cfr. MAXXI-PLN, faldone "Harry Seidler M.L.C.", Dipartimento di Scienza Archittonica – Università di Sydney, *Relazione preliminare sulle prove di modello strutturale della torre M.L.C. eseguite per conto della Civil and Civic Pty Ltd.*, agosto 1972. Cfr. anche la relativa bibliografia.

—319. *Ibidem*, pp. 5-6.

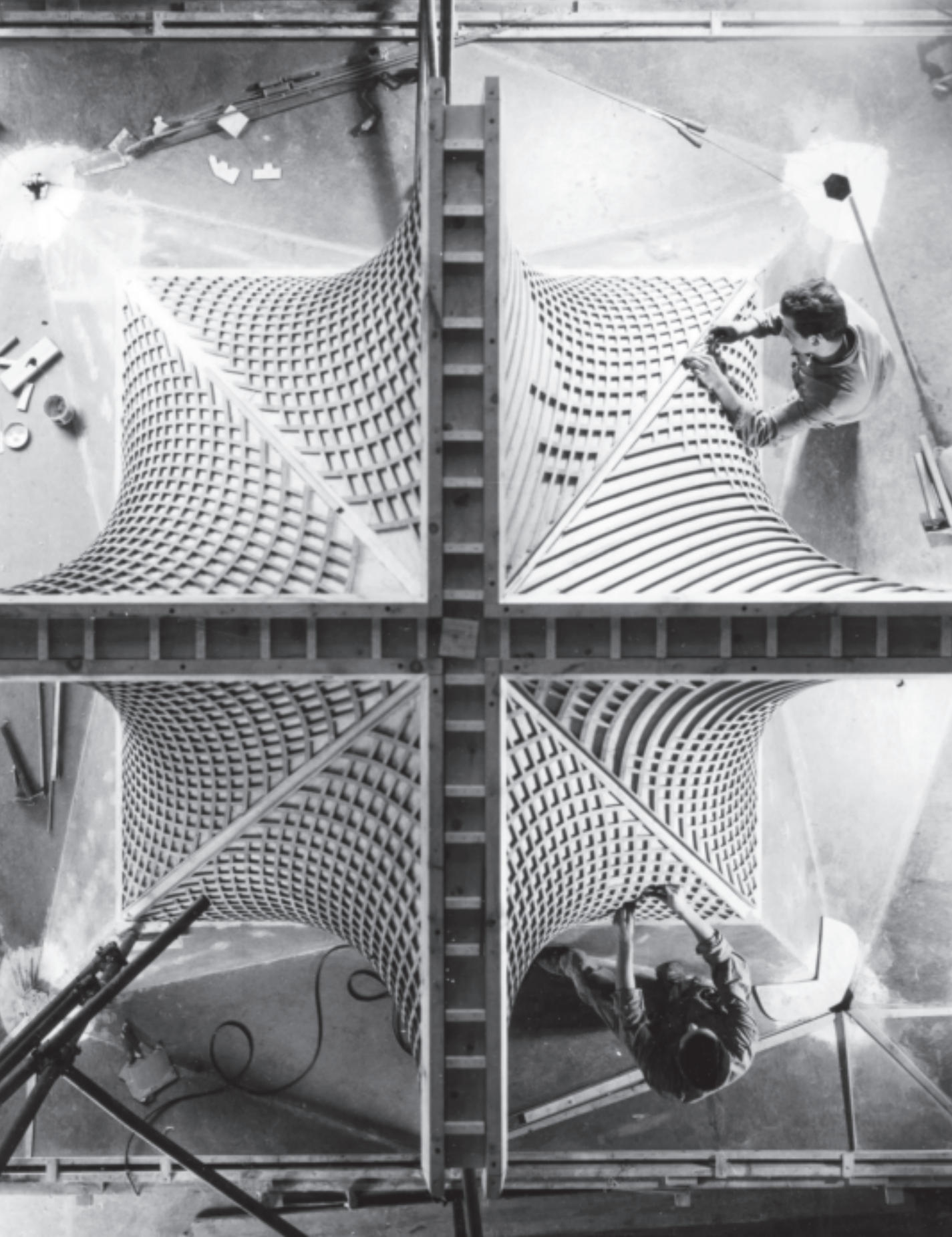
—320. *Ibidem*, p. 3.

—321. *Ibidem*.

—322. Si vedano i testi indicati nelle precedenti note e le relative bibliografie.

—323. Cfr. A.S. Hall, R.W. Woodhead, *Frame Analysis*, Wiley, New York 1961. I due autori erano entrambi dell'Università del New South Wales.

—324. Cfr. R. Riccioni, *Modelli matematici. Attività dell'ISMES nel campo degli «elementi finiti»*, in *ISMES. 1961-1971*, cit. alla nota 13, pp. 53-58.



Modello in scala  
1:15 della Cattedrale  
di San Francisco,  
1964 (Archivio Storico  
ISMES).

## Lo studio sperimentale della Cattedrale di San Francisco. Apice e declino dei modelli fisici

Lo studio sperimentale della Cattedrale di San Francisco, edificio frutto del lavoro congiunto di Pier Luigi Nervi, Pietro Belluschi e molti altri personaggi, merita un capitolo a parte per svariati motivi. Innanzitutto per il ruolo che esso ebbe nella definizione della sua struttura; poi per il numero di modelli a scala ridotta che furono realizzati, per sondare lo stato dell'arte della modellazione strutturale negli anni Sessanta e per aiutare a leggere come si sviluppò il progetto tra diversi uffici dislocati in Italia e negli Stati Uniti. Ma soprattutto perché per la tecnica del modello questa vicenda segna un traguardo considerevole e allo stesso tempo l'inizio del suo declino, in un momento di profonda transizione per l'ingegneria italiana e internazionale.

Consacrata nel 1971, la Cattedrale Saint Mary of the Assumption di San Francisco sostituì la vecchia chiesa cattolica distrutta da un incendio il 6 settembre 1962. A prima vista, camminando per Gough Street, il profilo della sua imponente cupola – formata da paraboloidi iperbolici disposti a croce greca e ricoperti con lastre di travertino – non lascia trasparire particolari debiti “nerviani”, ma entrando si scoprono immediatamente alcuni marchi di fabbrica dell'ingegnere italiano. Le volte della cupola, che arrivano a un'altezza di circa 60 metri, non sono altro infatti che una versione del “Sistema Nervi”, qui declinato attraverso una maglia reticolare di elementi prefabbricati triangolari che, tramite una struttura intermedia, scarica il proprio peso su quattro grandi pilastri inclinati in cemento armato.<sup>1</sup> Il tutto è compreso in una pianta quadrata di base con lato pari a circa 70 metri, che rimane quasi completamente libera offrendo una grande navata per 2.500 fedeli. Questa navata, disposta a croce latina a dispetto della pianta centrale, viene bagnata dalla luce che penetra dagli angoli vetrati del perimetro e da quattro sottili fasce verticali che separano le coppie di paraboloidi della cupola.<sup>2</sup>

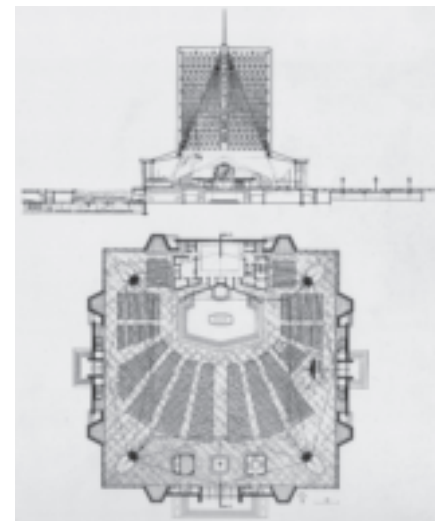
A causa delle grandi dimensioni della Cattedrale, della singolarità dello schema strutturale e di molti altri fattori di seguito analizzati, furono necessari diversi anni di studio prima di pervenire alla forma effettivamente costruita, e parte essenziale di questo processo fu svolta ricorrendo alla sperimentazione su modelli presso l'ISMES di Bergamo.





\_ Cattedrale di San Francisco, 1963-1971.

220



\_ Sezione, pianta e interno della Cattedrale di San Francisco.

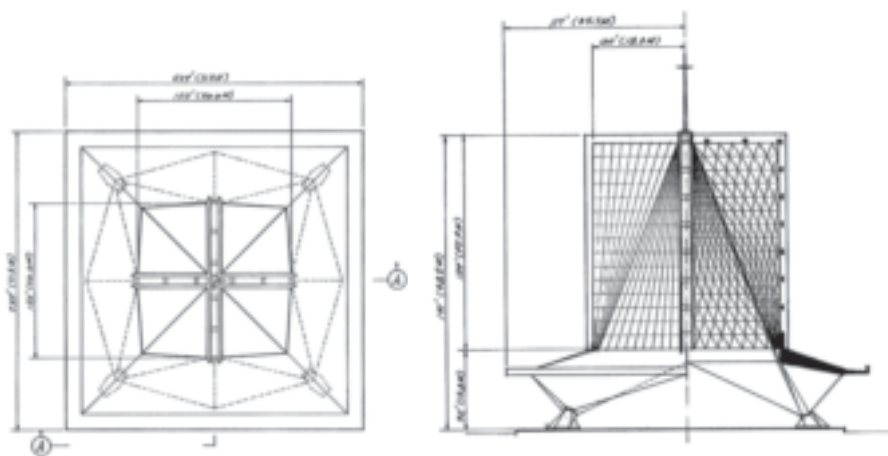


221

### La genesi del progetto strutturale

La vicenda progettuale ha inizio alla fine del 1962, subito dopo la distruzione della vecchia Cattedrale, ma entra nel vivo nella prima successiva.<sup>3</sup> Nell'aprile del 1963, infatti, l'Arcidiocesi di San Francisco annuncia l'affidamento del progetto per il nuovo edificio allo studio locale McSweeney, Ryan & Lee (MSRL) – «studio composto di buoni cattolici ma con un “record” molto meschino»<sup>4</sup> – che a giugno rende pubblica una prima soluzione. La città (e in particolare i donatori più influenti) respinge il progetto, basato su di uno schema che sostanzialmente riprendeva le tradizionali immagini delle chiese neoromaniche e dei missionari californiani, suscitando un dibattito alimentato anche da alcuni pungenti articoli apparsi sui giornali.<sup>5</sup>

Stretto dalle polemiche, l'arcivescovo Joseph T. McGucken – il committente<sup>6</sup> – capisce subito che, senza un nome di chiara fama da affiancare allo studio MSRL, l'opinione pubblica e l'opposizione della Municipalità locale non si sarebbero placate. La scelta di McGucken ricade quindi su Pietro Belluschi (1899-1994), «Italian by birth, engineer by training, architect by choice and long experience, Catholic by upbringing, and designer of some of this country's most distinguished churches».<sup>7</sup> Belluschi, a quell'epoca *Dean* del Massachusetts Institute of Technology, è così nominato *design consultant* del progetto,<sup>8</sup> e compresa la rilevanza che il progetto strutturale avrebbe avuto cerca subito di coinvolgere Nervi – che conosceva dal decennio precedente<sup>9</sup> – come *structural design consultant*,<sup>10</sup> ponendone la collaborazione come clausola per la sua partecipazione all'impresa.<sup>11</sup> In realtà Nervi era già stato in qualche modo coinvolto nella vicenda: pochi mesi prima era stato chiamato dall'architetto californiano Mario J. Ciampi<sup>12</sup> per far parte del suo gruppo di progettazione, uno dei tanti che avevano tentato di accaparrarsi il prestigioso incarico.<sup>13</sup> Quando riceve la proposta di Belluschi nell'estate del 1963<sup>14</sup> Nervi sorvola sui precedenti contatti, e accetta prontamente.<sup>15</sup>



\_ Pianta e sezione della Cattedrale di San Francisco.

Come sperato dall'arcivescovo, il sodalizio tra i due rinomati progettisti riceve finalmente il benestare della stampa, e in particolare quello del giornale locale "San Francisco Chronicle", che pochi mesi prima aveva espresso un marcato scetticismo verso la gestione dell'iniziativa.<sup>16</sup> Inoltre bisogna ricordare come Nervi fosse una figura già nota in California: nel 1961 si era tenuta una mostra monografica a lui dedicata presso il San Francisco Museum of Art, poi presentata in altre città americane.<sup>17</sup>

Dalle prime lettere scambiate tra l'Italia e gli Stati Uniti affiora immediatamente la complessità di un processo progettuale condotto su più fronti e in diverse parti del mondo. Già nell'autunno del 1963, in una fase ancora preliminare, ci si trova davanti a una separazione dei ruoli geograficamente non agevole: la committenza e lo studio MSRL in California, Belluschi a Cambridge e lo Studio Nervi a Roma. Come vedremo, il numero degli attori coinvolti nel progetto aumenterà, creando una rete di competenze ramificata in Italia e negli Stati Uniti che rende difficile e macchinosa la gestione del progetto, già particolarmente oneroso di per sé. Dal momento che i costi economici del viaggio e soprattutto i molteplici impegni professionali di Nervi e Belluschi permettevano solo pochi incontri diretti, per sopperire a queste distanze si avvia una fitta corrispondenza incrociata, e proprio grazie ad essa è possibile seguire da vicino la genesi e lo sviluppo del progetto della Cattedrale.

Belluschi ottiene l'incarico ufficiale da McGucken nel settembre 1963, ma già qualche settimana prima aveva cominciato a sviluppare le prime ipotesi progettuali, che risultano ancora abbastanza rigide e tradizionali. Come dimostrano gli schizzi pubblicati qualche anno più tardi,<sup>18</sup> in principio Belluschi punta su uno schema composto da una grande navata posta dietro a una facciata tripartita, con due alte torri laterali quasi completamente cieche separate da una fascia centrale trasparente lievemente arretrata, da cui si accedeva all'interno della chiesa. Tale proposta rispondeva alle iniziali richieste della committenza, propensa a ricostruire – anche dal punto di vista simbolico – una versione aggiornata della vecchia Cattedrale piuttosto che affidarsi a meno rassicuranti novità formali. In una lettera del 12 novembre 1963 Belluschi descrive all'arcivescovo la sua filosofia progettuale in relazione a questo primo progetto, soffermandosi sulle torri di facciata: «the two front towers

are not strange forms; they are found in most old Gothic structures, but they have the cleanliness of our time».<sup>19</sup>

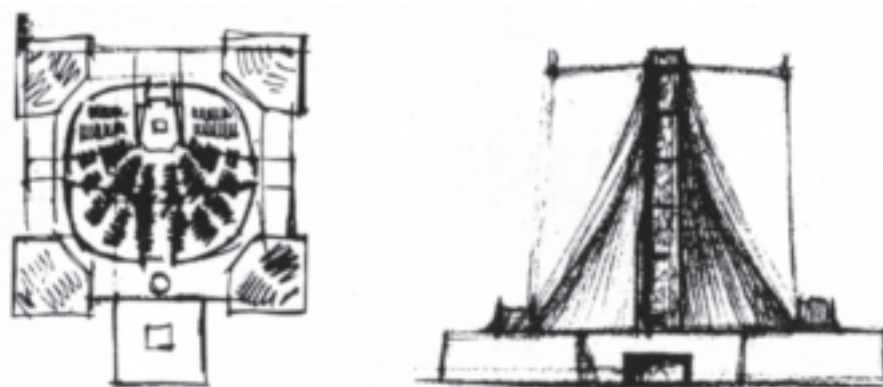
Sebbene questa prima versione non sia stata subito accantonata,<sup>20</sup> nel settembre dello stesso anno compare lo schema che porterà alla forma finale della Cattedrale, dal quale emerge la predominanza della concezione strutturale all'interno del progetto: «here was a need for a strong structural concept – an engineering form as an expression of the modern age, comparable in scale and size to the cathedrals of the past, a form that could only be done now».<sup>21</sup> Gli schizzi redatti da Belluschi<sup>22</sup> raffigurano infatti una composizione basata su una pianta quadrata che definisce una navata unica, sovrastata da una copertura che esprime, seppure in forma approssimata, la soluzione costruita. Negli schizzi di studio per il prospetto della Cattedrale<sup>23</sup> è evidente il ricorso al paraboloide iperbolico come forma generatrice della cupola centrale, e sono già evidenti anche le fasce verticali vetrate che separano i singoli paraboloidi per far penetrare la luce all'interno. La proposta di Belluschi appare ardita, soprattutto per una committenza orientata verso un legame diretto con la vecchia Cattedrale, tuttavia essa si rivelava sorprendentemente in linea con i dettami stabiliti negli stessi mesi dal Concilio Vaticano II (1962-1965) a proposito della liturgia, che appoggiavano l'impiego della pianta centrale.<sup>24</sup> L'idea di poter costruire la prima Cattedrale degli Stati Uniti progettata secondo le nuove esigenze liturgiche, unita alle garanzie offerte dai nomi di Belluschi e Nervi, convince l'arcivescovo, che approva lo schema nell'autunno del 1963.

### Il contributo di Eduardo Catalano e la diffusione del paraboloide iperbolico

Sull'origine della soluzione a paraboloidi iperbolici, dettata dagli «sforzi di avere una navata corta capace di raggruppare i fedeli intorno all'altare, e poi di darvi una forma che esprimesse in modo integrale tale concetto»,<sup>25</sup> Belluschi non ha segreti. Come ha dichiarato apertamente in più di un'occasione,<sup>26</sup> essa sarebbe stata suggerita dalla Cattedrale Saint Mary di Tokyo (1961-1964)<sup>27</sup> di Kenzo Tange, anch'essa formata da paraboloidi iperbolici (seppur di dimensioni ridotte), e dagli studi dell'architetto argentino Eduardo Catalano (1917-2010),<sup>28</sup> collega e amico di Belluschi al M.I.T.

L'influenza di Catalano, chiamato a insegnare a Cambridge proprio da Belluschi nel 1956, appare di fondamentale importanza per la soluzione formale e strutturale della Cattedrale di San Francisco. Difatti, dopo l'esperienza di studio con Walter Gropius ad Harvard intorno alla metà degli anni Quaranta, dal 1952 Catalano era divenuto docente presso la School of Design of the North Carolina State College di Raleigh e aveva esplorato il campo d'applicazione delle quadriche in architettura, in particolare proprio l'utilizzo di paraboloidi iperbolici. Proprio a Raleigh, nel 1954, Catalano aveva conosciuto Nervi, che era negli Stati Uniti per tenere diverse conferenze.

La residenza dell'argentino, da lui progettata nel 1953 nel North Carolina e meglio nota come Raleigh House,<sup>29</sup> rappresenta il primo esito concreto di questi studi, pubblicati in forma estesa negli stessi anni.<sup>30</sup> Le *Warped Surfaces* e le *Hyperbolic Paraboloid Surfaces as Helic Structure* esplorate da Catalano mostrano la mol-



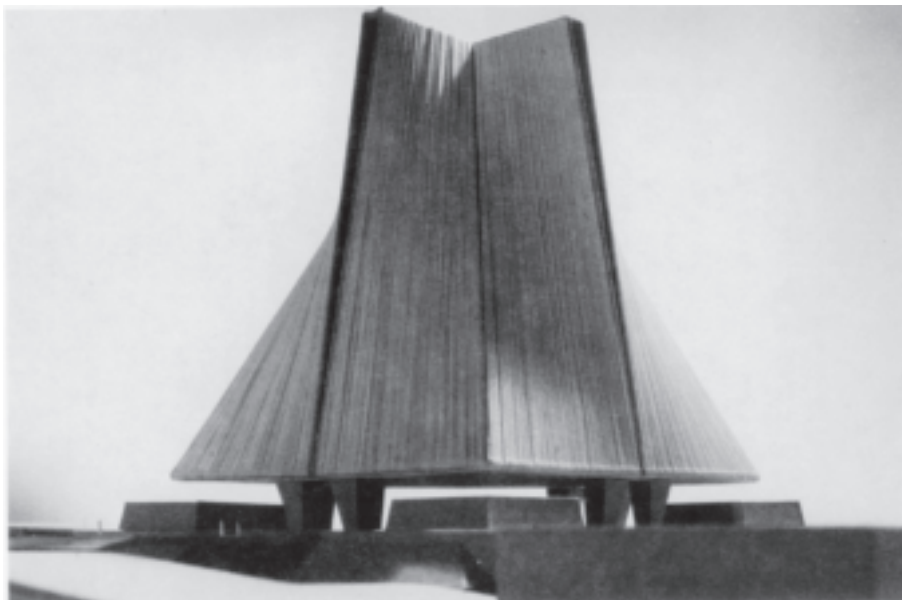
Schizzi preliminari di Pietro Belluschi per la Cattedrale di San Francisco, 1963.



teplicità di soluzioni strutturali e spaziali generate dalla combinazione di superfici a paraboloidi iperbolici, e alcune di queste, basate su una composizione centrale formata da porzioni di superfici a doppia curvatura, ricordano da vicino gli schizzi di Belluschi. Nonostante non sia perfettamente chiaro il coinvolgimento di Catalano nell'evoluzione del progetto per Saint Mary, egli partecipò alle prime fasi, e certamente di buon grado, data la sua ammirazione per l'opera di Nervi, con il quale aveva già avuto diversi incontri.<sup>31</sup>

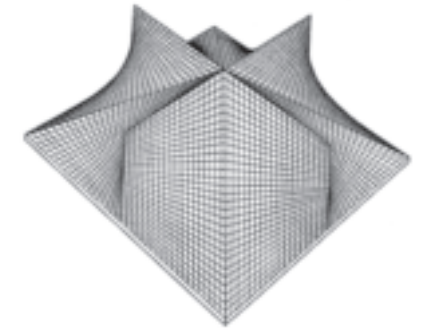
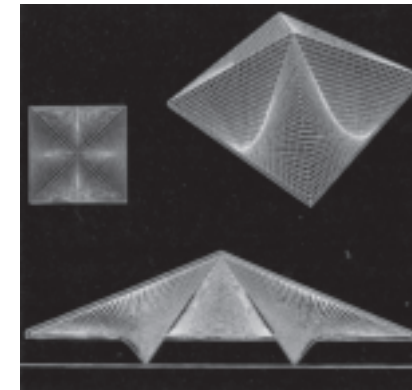
Catalano contribuì ad esempio alla realizzazione del primo modello architettonico della Cattedrale, composto da fili che simulavano le superfici rigate immaginate, che venne portato da Belluschi e dall'arcivescovo a Roma nell'autunno del 1963 in occasione di uno dei primi incontri con Nervi.<sup>32</sup> La silhouette di questo modello mostra come lo sviluppo della concezione strutturale della Cattedrale fosse ancora grezzo e approssimato: gli elementi a paraboloidi iperbolici sono esemplificati ancora attraverso una rigida trasposizione delle generatrici geometriche delle superfici rigate, materializzandosi in una conformazione schematica e priva di movimento. I fasci di rette possono essere intesi come una versione ideale e semplificata di una forma difficilmente rappresentabile in tre dimensioni, in cui la reale stabilità statica viene solo accennata attraverso un dispositivo di supporti privo di effettiva efficacia. Le superfici rigate vengono infatti sviluppate mantenendo in tensione ogni singola retta tra i quattro elementi che compongono la croce alla sommità della copertura e la base quadrata d'imposta, che risulta sospesa in forte aggetto rispetto a quattro sostegni verticali. Questi quattro pilastri, lontani dalla caratteristica conformazione che assumeranno nel corso del progetto, sono plasmati alla stregua di tronchi di piramide rovesciata, posti perpendicolarmente rispetto al terreno e quindi sostanzialmente inadeguati per rispondere alle spinte orizzontali sviluppate dalla cupola. La rigidità di questa prima espressione tridimensionale – molto lontana

224

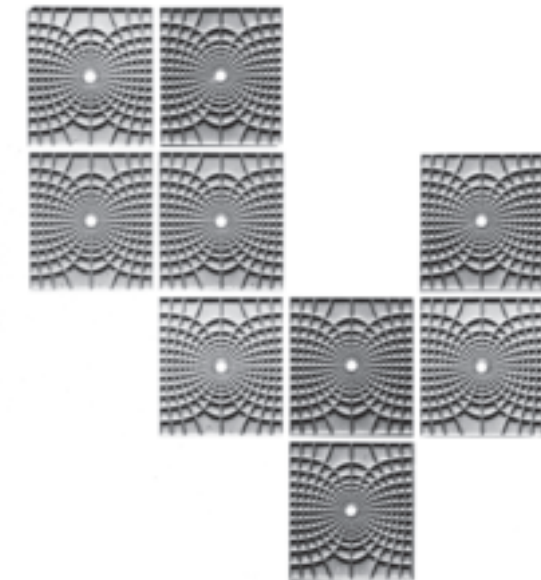


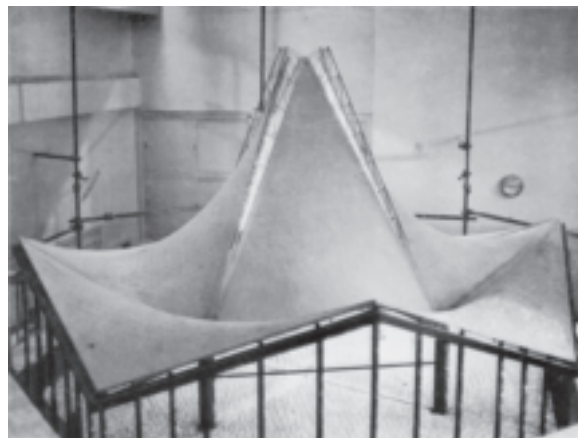
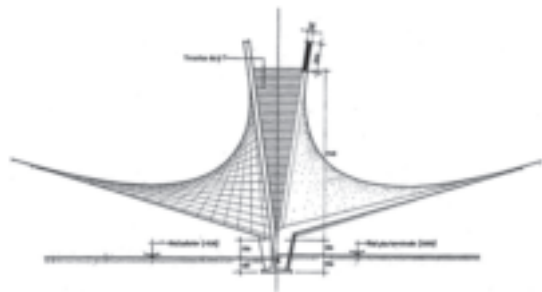
— Eduardo Catalano e Pietro Belluschi, modello preliminare in fili della Cattedrale di San Francisco.

— Eduardo Catalano, *Structures of Warped Surfaces*, in "The Students Publications of the School of Design", vol. 10, n. 1, 1960.  
 — Eduardo Catalano, Raleigh House, 1953.  
 — Eduardo Catalano, solaio a pannelli bidirezionali per una sala da esposizione, 1956. "Omaggio a Pier Luigi Nervi".



225





...Félix Candela, Iglesia de San José Obrero.  
\_ Modelo strutturale in scala 1:10 della copertura della Iglesia de Nuestra Señora de Guadalupe a Madrid.

dalla dinamicità della Cattedrale di Tange a Tokyo e anche dal movimento espresso ad esempio dalla copertura della Raleigh House – può essere dipesa essenzialmente dalla difficoltà di riprodurre, in poco tempo e con pochi materiali, l'effettivo sviluppo di superfici a doppia curvatura immaginate da Belluschi.

In questo periodo i paraboloidi iperbolici non rappresentavano certamente una novità. Dagli anni Cinquanta, infatti, il loro utilizzo era diventato una tendenza piuttosto diffusa in tutto il mondo, contestualmente al crescente interesse per lo studio delle volte sottili e alle inedite possibilità strutturali permesse dal loro impiego, che riassumevano e ampliavano le ricerche della prima metà del secolo. Come ha osservato Mario Alberto Chiorino, le ragioni di questo successo «sono fondamentalmente due. Da un lato la semplicità dello stato di tensione nel regime membranale in questa superficie a doppia curvatura anticlastica che le soluzioni di Pucher e Flüge avevano evidenziato già a partire dagli anni Trenta, incoraggiando una schiera sempre più ampia di progettisti a cimentarsi con questo tipo di forma strutturale per la realizzazione di volte sottili soprattutto in calcestruzzo. Dall'altro, la facilità di realizzazione pratica per essere l'*hypo* una superficie doppiamente rigata, e quindi costruibile per mezzo di elementi o sostegni diretti secondo le sue due famiglie di generatrici sghembe rettilinee».<sup>33</sup>

Nel secondo Dopoguerra fu in particolare lo spagnolo Félix Candela (1910-1997), rifugiatosi in Messico nel 1939 per ragioni politiche, a rendere visibili le possibilità offerte dall'utilizzo di paraboloidi iperbolici.<sup>34</sup> A partire da quelli utilizzati per il Cosmic Rays Pavilion alla Città Universitaria di Città del Messico nel 1951, in cui la doppia curvatura inversa è sfruttata per coprire uno spazio di circa 12 metri di lunghezza per 10,75 metri di larghezza con uno spessore di 1,5 centimetri, Candela realizzerà centinaia di strutture formate da *hypo*, fornendone un catalogo pressoché esaustivo. Alcune di queste, come la Iglesia de San José Obrero a Monterrey (Nuevo León) in Messico, la Capilla de San Vicente de Paul a Coyoacán (1959) e ancor più la Iglesia de Nuestra Señora de Guadalupe di Madrid («la iglesia de los mexicanos»), costruita tra il 1962 e il 1963 in collaborazione con Enrique de la Mora, ricordano da vicino la schema utilizzato a San Francisco. Il fatto che gli scritti di Candela *Hacia una nueva filosofía de las estructuras* e *Divagaciones estructurales*

en torno al estilo siano stati pubblicati nel 1954 su “The Student Publications of the School of Design”<sup>35</sup> del North Carolina State College (le stesse che ospitarono anche le ricerche di Catalano) suggerisce una qualche influenza dell'opera dell'architetto spagnolo sull'argentino. È interessante notare poi che Candela, in questo senso avvicinandosi all'atteggiamento sperimentale di Nervi, esprimeva un marcato scetticismo nei confronti della teoria dell'elasticità e in generale verso le inevitabili schematizzazioni della Scienza delle costruzioni, preferendo infatti al calcolo matematico – particolarmente complesso per i temi strutturali dal lui trattati – esperimenti condotti direttamente su prototipi al vero, che facevano diventare ogni sua opera il punto di partenza per quella successiva. Le numerose fotografie che mostrano gli “ombrelli” di Candela sormontati da schiere di operai messicani, disposti in piedi sulla sommità della struttura, rendono bene l'idea di un approccio empirico alla creazione di nuove soluzioni costruttive e geometriche.<sup>36</sup> Probabilmente anche a causa dell'assenza, in Messico, di laboratori specializzati nel campo della modellistica strutturale, non sono noti modelli in scala ridotta delle opere di Candela, fatta eccezione per la già citata chiesa di Madrid. La struttura di questo edificio, coperto da otto paraboloidi iperbolici dello spessore di soli 4 centimetri, fu infatti testata nei laboratori della capitale spagnola su due modelli: il primo, in scala 1:10 e con spessore di 4 mm, era limitato agli elementi della copertura; il secondo, a grande scala e portato fino a rottura, per l'attacco di uno dei pilastri alla copertura della chiesa.<sup>37</sup>

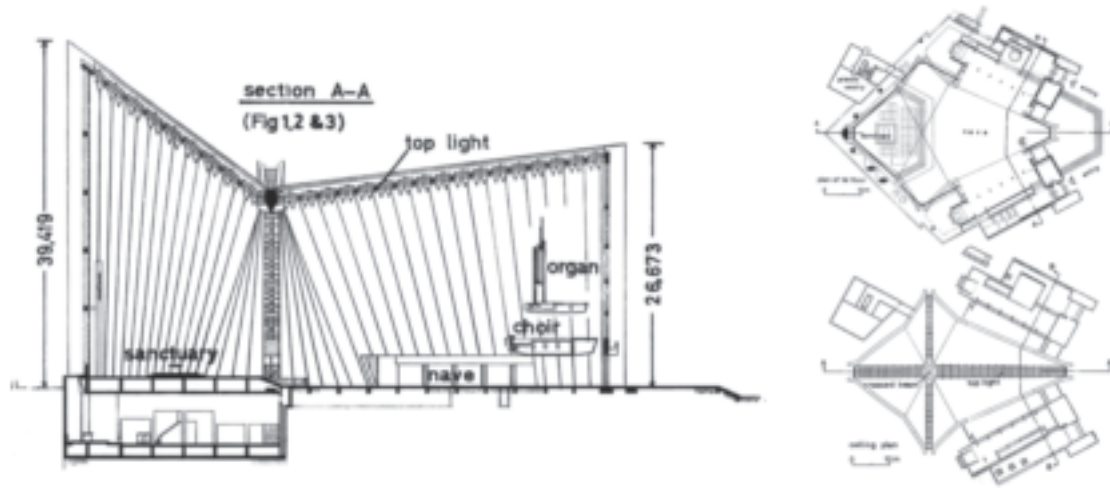
Proprio in Spagna era particolarmente vivace lo studio delle volte sottili, soprattutto per iniziativa di Eduardo Torroja, a partire dai pionieristici progetti – verificati mediante opportuni modelli fisici – degli anni Trenta. Queste ricerche portarono alla costituzione della International Association for Shell and Spatial Structures (IASS), organizzazione fondata da Torroja nel 1959 a Madrid e di cui Nervi, con Candela, fu membro attivo.<sup>38</sup> Dalle memorie presentate ai convegni della IASS e dalle relative pubblicazioni emerge un panorama molto vivace ed esteso ormai a scala globale, in cui lo studio delle volte sottili – in particolare di strutture formate da paraboloidi iperbolici – è spesso condotto ricorrendo a sperimentazioni in laboratorio su modelli in scala ridotta. Caso esemplare fu il *Symposium on Shell Research*,<sup>39</sup> organizzato dalla IASS insieme alla Réunion Internationale des Laboratoires d'Essais et de Recherches sur les Matériaux et les Constructions (RILEM), che si tenne a Delft nell'estate del 1961: i partecipanti furono infatti 175, provenienti da 23 nazioni, e le relazioni pubblicate provenivano da Olanda, Germania Est, Germania Ovest, Gran Bretagna, Stati Uniti, Italia, India, Cecoslovacchia, Polonia, Jugoslavia, Spagna, Israele, Romania, Francia e Svizzera.

A ulteriore conferma della diffusione internazionale di questo tipo di esperienze e del fascino di tali geometrie in questi anni, può essere descritto più nel dettaglio il caso dell'altro edificio che ispirò Belluschi: la Cattedrale Saint Mary di Tokyo, concepita intorno al 1960 da Kenzo Tange in collaborazione con il celebre ingegnere nipponico Yoshikatsu Tsuboi.<sup>40</sup> L'edificio di Tokyo è infatti caratterizzato da una copertura formata da paraboloidi iperbolici in cemento armato – come nella Cattedrale di San Francisco – che copre una pianta a forma di diamante contenente la grande navata. Sebbene gli elementi della copertura non siano qui sorretti da sostegni inclinati ma





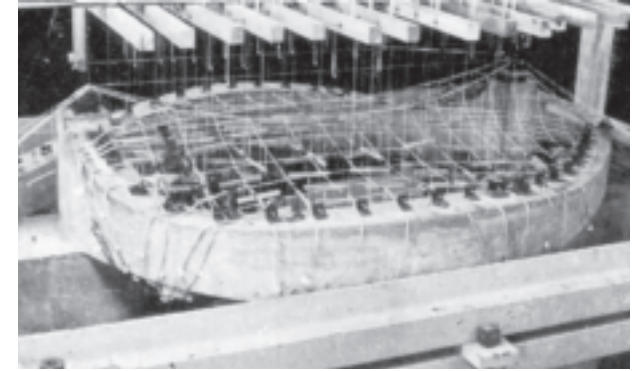
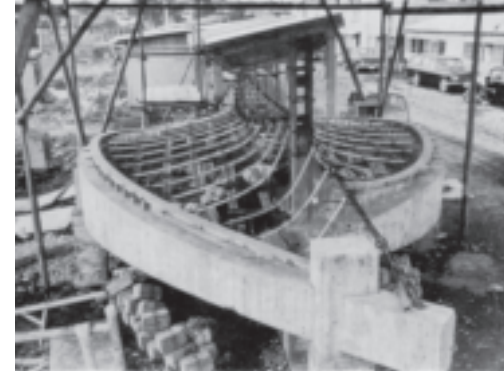
\_ Kenzo Tange, Tokyo Olympic Swimming Pool, 1964.  
\_ Modello strutturale della Tokyo Olympic Swimming Pool.  
\_ Le Corbusier, Padiglione Philips a Bruxelles, 1958.



sorgano direttamente dal terreno e la disposizione spaziale dei paraboloidi sia più libera, l'analogia con la Cattedrale californiana è rafforzata dalle quattro fasce verticali vetrate che separano i paraboloidi iperbolici. Per la progettazione della struttura di questo edificio, Tsuboi fece ricorso a un modello in resina acrilica alla scala 1:100, anche se, a differenza dello studio per la Cattedrale californiana, venne data maggiore rilevanza in tutte le verifiche – comprese quelle sismiche – alla modellazione analitica svolta in campo elastico, riservando al piccolo modello sperimentale solo un ruolo di controllo.<sup>41</sup> Questo esempio, a cui si potrebbero aggiungere quelli di altre strutture progettate da Tange negli stessi anni in collaborazione con Tsuboi, conferma l'estensione della ricerca su modelli a scala globale.<sup>42</sup>

Il paraboloido iperbolico non affascinava però soltanto i progettisti abitualmente più inclini al virtuosismo strutturale: il Padiglione Philips,<sup>43</sup> disegnato da Le Corbusier per l'Esposizione Universale di Bruxelles del 1958, in un certo sen-

\_ Kenzo Tange, Saint Mary's Cathedral a Tokyo, 1961-1964.  
\_ Yoshikatsu Tsuboi, modello in resina acrilica in scala 1:100 della Saint Mary's Cathedral di Tokyo progettata da Kenzo Tange.  
\_ Kenzo Tange, Saint Mary's Cathedral a Tokyo, sezione e piante.



so celebrò l'utilizzo di queste geometrie, confermando la ricerca di inedite forme d'espressione al di là delle gabbie del Razionalismo d'anteguerra. Forme che ancora una volta erano suggerite dalla tenace ricerca sviluppata da molti strutturisti, se non indenni almeno più indipendenti di molti architetti nei confronti di un certo dogmatismo proprio dell'architettura moderna. Come ha sottolineato Carlo Olmo: «Il paradosso è che una cultura originata dalla sperimentazione, dal calcolo, dal modello, dal duro lavoro, dal rischio e dalla cultura del rischio, diviene uno degli elementi fondamentali utilizzati per infrangere il razionalismo che stava dietro alla grande cultura funzionalista europea ed italiana». <sup>44</sup>

### I modelli strutturali della Cattedrale di San Francisco

Lo schema del settembre 1963 viene adottato con entusiasmo, <sup>45</sup> e lo studio preliminare della struttura ha così inizio nei mesi successivi. Nervi sottolinea fin da subito come il ricorso alla sperimentazione su modello sia una prerogativa essenziale per la buona riuscita dell'impresa:

Abbiamo esaminato a fondo il problema statico della struttura e dal punto di vista teorico è molto complicato e difficile. Ritengo pertanto che si dovrebbe procedere alla indagine statica della struttura dapprima con calcoli orientativi e successivamente con una verifica sperimentale su modello. <sup>46</sup>

Questa necessità fu sicuramente accentuata dalla geometria della cupola, che non rientrava nella gamma di soluzioni abitualmente impiegate da Nervi per coprire grandi spazi: un precedente utilizzo del paraboloido iperbolico era stato sviluppato nel progetto per la Cattedrale di New Norcia a Perth in Australia nel 1958 (anch'essa costituita da elementi prefabbricati in cemento armato), rimasto sulla carta. <sup>47</sup> In realtà le superfici rigate non erano una geometria inusuale per Nervi, ma erano state da lui utilizzate in passato principalmente nella conformazione dei casseri dei suoi caratteristici pilastri, e non per la realizzazione di coperture. Inoltre, a complicare il quadro strutturale c'era pure l'obbligo di rispettare le rigide norme antisismiche vigenti in California, per cui fu necessaria la consulenza di diversi ingegneri locali.

Nel frattempo si cerca di definire in maniera ufficiale il rapporto professionale tra Nervi e lo studio MSRL. Il 23 dicembre viene infatti emessa una bozza dell'accordo che investe l'ingegnere italiano del ruolo di consulente strutturale:

Il Sig. Nervi acconsente a fornire ai nostri Ingegneri strutturali il suo progetto strutturale e una descrizione generale del metodo e del tipo di costruzione in modo che sia chiaramente compreso dai nostri Ingegneri strutturali. Il Sig. Nervi fornirà disegni preliminari e calcoli che illustrino il metodo di progetto e di costruzione ai nostri Ingegneri strutturali che poi faranno gli esecutivi e i calcoli in conformità a quanto prescritto dal Building Department di S. Francisco. Il Sig. Nervi dirigerà le prove di opportuni modelli per assicurare la stabilità strutturale del progetto. Al Sig. Nervi non si richiederà di fornire esecutivi necessari per la costruzione ma egli esaminerà e approverà disegni e calcoli forniti dai nostri ingegneri di S. Francisco e acconsente a dare tutti i consigli e gli aiuti necessari per portare la costruzione del progetto ad un soddisfacente completamento. Per i servizi di cui sopra il Sig. Nervi riceverà un compenso di 15.000 dollari ... Il nome di Pier Luigi Nervi come consulente strutturale apparirà su tutti i documenti. <sup>48</sup>

L'accordo viene in parte modificato il mese successivo, <sup>49</sup> ma da questa bozza emerge chiaramente il ruolo di Nervi nella stesura del progetto e soprattutto il suo ruolo attivo nello studio di modelli in scala finalizzati al calcolo e alla verifica della struttura dell'edificio. Nervi, che lo stesso anno diventa presidente dell'ISMES, tenta ovviamente di far affidare all'Istituto lombardo questa serie di sperimentazioni, tessendone le lodi e cercando di dimostrare come nessun altro organismo al mondo avrebbe potuto risolvere adeguatamente un problema del genere:

se all'M.I.T. o a San Francisco c'è qualche esperimento capace di affrontare il problema, sarà opportuno rivolgersi a lui; in caso non si trovasse la persona adatta potremmo farlo noi. Ad ogni modo ritengo mio diritto e dovere esaminare i calcoli eventualmente fatti in America prima di passare alla fase sperimentale. Per questo tieni presente, e fai presente a Mc Sweeney, che l'Istituto ISMES di Bergamo è forse il migliore del mondo occidentale, e soprattutto quello di più lunga esperienza dato che è la filiazione (aumentata con ricchissima attrezzatura) del Laboratorio Prove e Modelli del Politecnico di Milano che già nel 1936 fece le ricerche sperimentali sulle ben note aviorimesse a struttura geodetica da me costruite ad Orvieto. Si trattò allora della prima importante ricerca statica sperimentale del mondo. <sup>50</sup>

In un primo momento si pensa di sfruttare le attrezzature del M.I.T., <sup>51</sup> ma la fama dell'ISMES, unita all'abile propaganda di Nervi, convincono l'arcivescovo e Belluschi che la soluzione migliore sia quella di far svolgere le eventuali prove su modello a Bergamo, accontentando e assicurando l'ingegnere italiano. Nei primi mesi del 1964 procede quindi a Roma lo studio preliminare della struttura, facendone emergere sempre di più le difficoltà e la necessità della ricerca sperimentale:

Abbiamo iniziato con tutti i sentimenti lo studio del paraboloido iperbolico di S. Francisco, ma il problema teorico è più paurosamente complesso di quanto pensassi e non ti nascondo che i primi risultati avuti fanno nascere anche qualche dubbio sulla efficienza intrinseca della struttura. Passiamo subito a far fare un modello di prima approssimazione al Laboratorio di Bergamo anche per avere un primo chiarimento qualitativo e approssimativamente quantitativo sul complesso. <sup>52</sup>

La cautela e le preoccupazioni – notare l'espressione “paurosamente complesso” – di Nervi vengono comunicate all'arcivescovo, anche con lo scopo di giustificare e far approvare tutte le necessarie fasi di sperimentazione sui modelli:

Non esistono o almeno non siamo riusciti a trovare precedenti metodi di calcolo e il problema è estremamente complesso sia trattato per via analitica che grafica. Ad ogni modo prima della mia partenza avevo mandato uno schema della struttura al Laboratorio di Bergamo e nella entrante settimana dovremmo avere qualche primo risultato da confrontare con i nostri. <sup>53</sup>

Nel febbraio del 1964 a Belluschi e allo studio MSRL viene intanto richiesto di presentare ufficialmente il progetto al pubblico, e per questa occasione viene realizzato un piccolo modello architettonico con l'edificio inserito nel contesto urbano circostante. <sup>54</sup> Nonostante le dimensioni ridotte, il modello offre già uno schema affine a quello finale, almeno per quanto riguarda la parte superiore, confermando l'ipotesi di Belluschi a paraboloidi iperbolici. Tuttavia è ancora un modello di massima, e ad esempio non fornisce indicazioni precise sulla distribuzione degli sforzi verso il terreno, poiché la cupola va a confluire in una zona basamentale piena, risolta in maniera approssimata. Bisogna notare anche che in questo modello, così come in quello in fili dell'autunno precedente, le fasce vetrate verticali che separano le



coppie di paraboloidi non hanno un'ampiezza costante, ma vanno ad assottigliarsi verso la base. Ad ogni modo, come dichiarò Belluschi: «It is an idea; and a strong idea».<sup>55</sup>

### Il modello preliminare della cupola

Il 10 marzo 1964 Nervi spedisce a Enzo Lauletta, ora condirettore dell'ISMES, copia di tre disegni per procedere al primo modello strutturale in scala 1:40, che verrà confezionato a partire dal 16 marzo.<sup>56</sup> Il modello, composto da una miscela di resina sintetica e sabbia (e quindi funzionante solo in campo elastico), si proponeva il controllo sommario delle sollecitazioni indotte nella cupola dal peso proprio e da azioni orizzontali che simulavano l'effetto del vento, convenientemente schematizzato. Il modello fu insomma realizzato e testato con lo scopo di confermare o smentire in forma preliminare la sostanziale «sanità statica» dell'opera, rimandando a successivi modelli di dimensioni maggiori l'analisi dettagliata della struttura.<sup>57</sup>

Esso riproduceva in scala 1:40 la parte superiore della Cattedrale,<sup>58</sup> e quindi gli elementi a paraboloidi iperbolici della copertura. Secondo le indicazioni di Nervi, i paraboloidi furono riprodotti con una «vela» a spessore uniforme, mentre le nervature di bordo degli stessi elementi furono replicate senza schematizzazioni. Il modello si riferiva quindi a uno stadio ancora preliminare del progetto, in cui il sistema dei supporti verticali destinati a ricevere e trasmettere il carico della cupola non viene ancora affrontato. Lo sviluppo dei paraboloidi iperbolici è però già sostanzialmente definito, e di fatto questa soluzione supera le precedenti versioni per quanto riguarda le fasce verticali vetrate della cupola, che hanno qui un profilo costante.

Per effettuare le prove il modello della copertura fu fissato a un telaio rigido costituito da profilati metallici. L'attrezzatura per l'applicazione dei carichi era costituita da platee metalliche rigide, sulle quali si fissarono anelli di caucciù, assicurati a loro volta al modello. Per mettere in carico il modello si fecero traslare le platee impiegando martinetti idraulici, e per applicare il carico verticale che riproduceva il peso proprio il modello fu suddiviso in 128 piccole zone, per ognuna delle quali il peso venne riprodotto con una forza concentrata. Pur rimandando all'analisi più approfondita che sarebbe stata effettuata attraverso le successive indagini, con il modello preliminare si tentò di valutare approssimativamente anche la capacità della struttura di sopportare azioni orizzontali, cioè l'effetto del vento sull'edificio. In assenza di indicazioni sicure circa la forma dei diagrammi di carico, fu così predisposta un'attrezzatura capace di fornire un carico di vento, applicato in direzione diagonale rispetto al quadrato di base e agente su un solo elemento a paraboloidi iperbolici, con intensità uniforme. Analogamente a quanto fatto per i carichi verticali, le azioni orizzontali furono riprodotte con forze concentrate.<sup>59</sup>

Per comodità le prove furono svolte utilizzando carichi particolarmente forti – equivalenti a 8,3 volte il normale per il peso proprio e ad un carico di  $540 \text{ kg m}^{-2}$  per il vento –, ottenendo quindi le deformazioni unitarie  $\epsilon_m$  ricercate, relative ai carichi applicati sul modello (ben diversi dai carichi «normali»), dopo aver compensato convenientemente gli errori di misura. Da tali deformazioni compensate  $\epsilon_m$

si ottennero i risultati di immediato interesse pratico, cioè gli sforzi  $\sigma_r$  al reale riferiti ai carichi «normali» (peso proprio e vento a  $200 \text{ kg m}^{-2}$ ), grazie alla nota relazione della teoria dell'elasticità:<sup>60</sup>

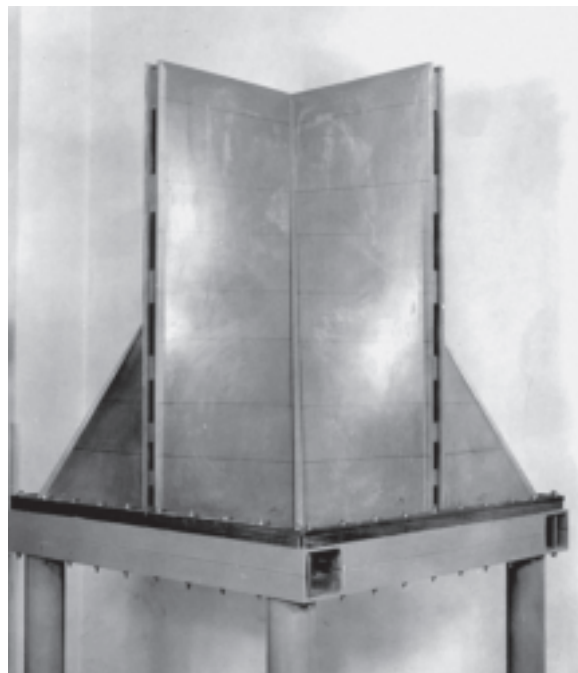
$$(\sigma_r)_r = K \frac{E}{1-\nu^2} (\epsilon_r + \nu \epsilon_\theta)_m$$

Le prove furono svolte sotto la guida di Lauletta (che firma la relazione tecnica, completata nell'agosto del 1964, come «sperimentatore») e supervisionate da Guido Oberti, direttore dell'Istituto. A questo proposito è importante ricordare che Lauletta,<sup>61</sup> assistente volontario di Oberti presso il Dipartimento di Scienza delle costruzioni del Politecnico di Torino dal 1954-1955, si fosse già cimentato nel campo delle volte sottili, producendo diverse pubblicazioni e partecipando a diversi convegni internazionali sull'argomento. In particolare, va segnalato il contributo presentato in occasione del citato *Symposium on Shell Research* organizzato da IASS e RILEM a Delft nell'estate del 1961, dal titolo *Statics of Hyperbolic Paraboloidal Shell Studied by Means of Models*.<sup>62</sup> Questo scritto testimonia l'attività di ricerca svolta in quegli anni presso l'ISMES su strutture a paraboloidi iperbolici, confermando la diffusione di questo genere di ricerche anche in Italia,<sup>63</sup> ma soprattutto evidenzia l'importanza della ricerca sperimentale in appoggio alla teoria membranale corrente, per giungere a modalità operative più aderenti alla realtà.<sup>64</sup> Lauletta sfruttò inoltre volte a paraboloidi iperbolici in diverse occasioni progettuali al di fuori dell'ISMES.<sup>65</sup>

Grazie a questo primo modello la struttura cominciò a parlare: i primi risultati, ottenuti verso la fine di aprile, dimostravano infatti l'intrinseca stabilità complessiva dell'opera.<sup>66</sup> Tuttavia, come già preventivato da Nervi e dagli ingegneri dell'ISMES, si evidenziò anche la necessità di ricorrere a uno studio più approfondito con altri modelli, innanzitutto poiché «a quanto ci risulta, è la prima volta che nel mondo si studia una struttura di questo tipo e con simili dimensioni».<sup>67</sup>

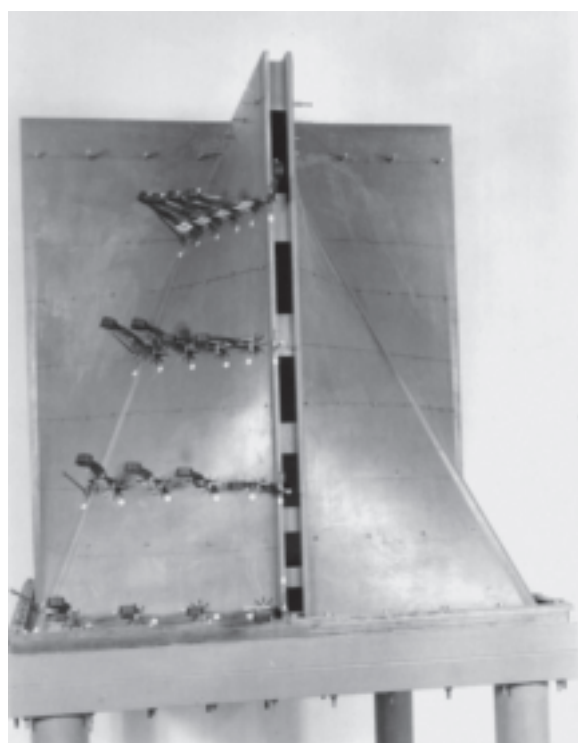
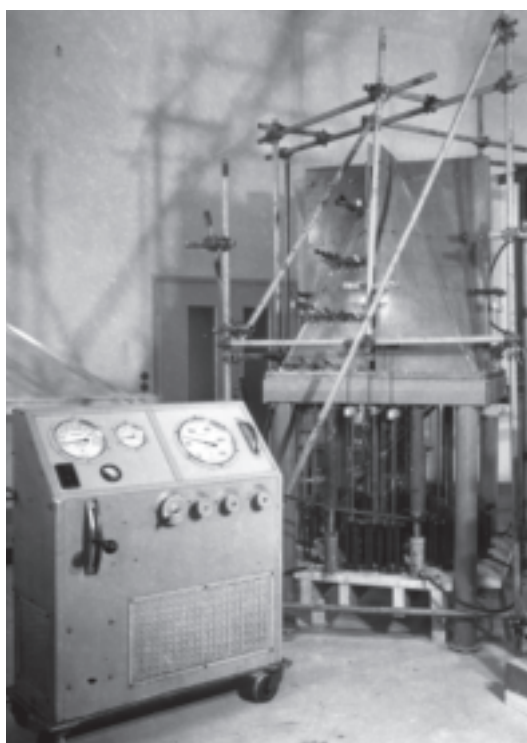
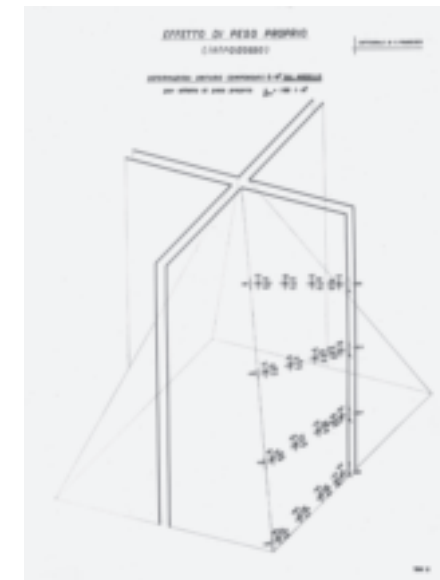
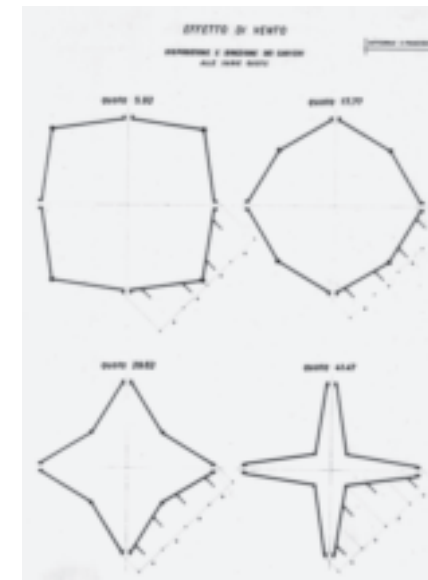
Ad aprile lo studio MSRL comunica a Nervi che Leonard F. Robinson,<sup>68</sup> l'ingegnere strutturale incaricato di redigere gli esecutivi finali del progetto, sarebbe venuto in Italia per motivi personali nel maggio successivo, e che questa sarebbe stata un'ottima occasione per un incontro di lavoro in cui definire le modalità operative della progettazione. Vedremo in seguito che l'ingegnere californiano avrà un ruolo fondamentale nella stesura degli elaborati finali e nella verifica ultima della struttura, soprattutto in relazione alla normativa antisismica di San Francisco, tema particolarmente scottante. Infatti, già in questa fase appare necessario ridurre l'altezza della Cattedrale, che in questa versione del progetto supera di circa venti piedi il limite indicato dai regolamenti locali per le strutture in cemento armato.<sup>69</sup> Robinson visitò l'ISMES, accompagnato da Nervi, l'8 maggio 1964, scattando diverse fotografie del modello preliminare che porterà con sé a San Francisco.

Sollevato dai risultati incoraggianti desunti dal primo modello e rassicurato da Nervi sul fatto che le somme per questi studi «si economizzano largamente in fase esecutiva sia per la sicurezza che danno i risultati sperimentali, sia per la possibilità di un migliore studio architettonico»,<sup>70</sup> a maggio l'arcivescovo approva la realizzazione di un nuovo modello a scala doppia di quello realizzato (in realtà esso sarà poi in scala 1:15), in modo da poter vedere anche le nervature interne della copertura.



\_ Diagrammi dell'effetto del vento e del peso proprio sul modello preliminare della cupola della Cattedrale di San Francisco all'ISMES, 1964 (Archivio Storico ISMES).

A fianco  
\_ Modello elastico in scala 1:40 della cupola della Cattedrale di San Francisco all'ISMES, 1964 (Archivio Storico ISMES).



McGucken inoltre sottolinea la necessità di dedicare particolari attenzioni allo studio dei quattro pilastroni di base, «so that we can avoid the impression of “hideous strength” and yet achieve the feeling of solidity, balance, and grace».<sup>71</sup>

Il 6 agosto 1964 Guido Oberti invia all'arcivescovo di San Francisco il programma dettagliato delle prove da svolgersi in laboratorio:<sup>72</sup> 1) modello preliminare in campo elastico in scala 1:40 (già ultimato) al costo di US\$ 5.000; 2) modello aerodinamico in scala 1:100 (US\$ 1.000-2.000); 3) grande modello statico in calcestruzzo armato dell'intera struttura in scala 1:15 (in esecuzione, costo: US\$ 20.000-25.000);<sup>73</sup> 4) modello dinamico dell'intera struttura per lo studio degli effetti delle azioni sismiche (in progettazione, costo: US\$ 10.000-15.000). Le previsioni indicano quindi un totale di quattro modelli strutturali in scala ridotta della Cattedrale, numero che supera qualsiasi altra sperimentazione effettuata all'ISMES per una singola opera di Nervi.<sup>74</sup> L'attenta diversificazione delle prove conferma ancora una volta la complessità del problema statico e la cautela con la quale ci si mosse nella definizione della struttura, oltre che la versatilità delle competenze dell'ISMES.

#### Il modello aerodinamico testato a Torino

Il secondo modello strutturale della Cattedrale, confezionato in resina epossidica caricata con fibra di vetro in scala 1:100, fu testato come di norma per questo genere di prove nella galleria del vento del Laboratorio dell'Istituto di Meccanica applicata, Aerodinamica e Gasdinamica del Politecnico di Torino. Come nel precedente modello, anche qui l'attenzione si concentrò sulla parte superiore della struttura dell'edificio: esso simulava i paraboloidi iperbolici della cupola – in forma appros-

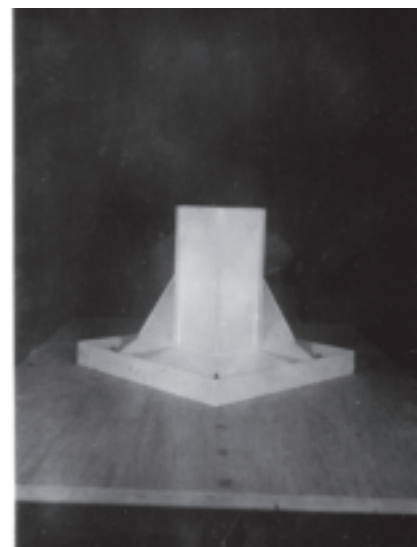
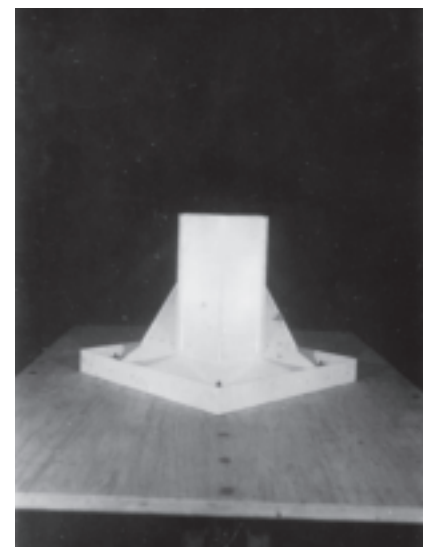


simata in funzione del tipo di prove previste – sviluppandone in modo schematico la base d’imposta. Questa infatti presentava un profilo in linea con i futuri sviluppi del progetto, ovvero con sezioni variabili che trasmettono i carichi verso il terreno, ma senza considerare ancora i grandi pilastri in cemento armato.

In questo caso le prove avevano come scopo la determinazione dei diagrammi di carico dati dal vento incidente contro l’edificio secondo diverse direzioni, solamente ipotizzati durante le prove sul modello preliminare in scala 1:40. Il modello fu confezionato presso l’ISMES e inviato a Torino all’inizio di settembre e le prove furono condotte nelle settimane successive.<sup>75</sup> Grazie ad esse, che apparvero molto regolari,<sup>76</sup> fu così possibile ottenere dati importanti che servirono a sviluppare correttamente le esperienze successive.

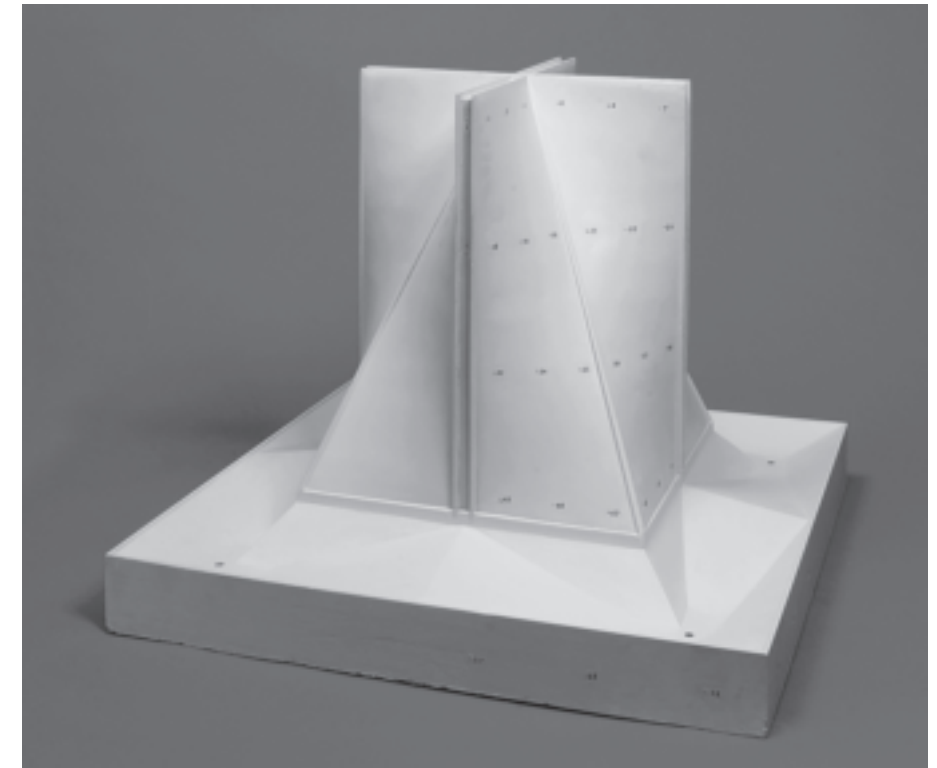
Il modello aerodinamico è stato reperito pochi anni fa da Mario Alberto Chiorino presso il Politecnico di Torino, ed è stato oggetto di un accurato restauro da parte del CEMED. Il modello, di dimensioni 73,4 x 73,4 x (h) 60 centimetri, presenta 68 prese di pressione (nelle quali venivano inseriti i misuratori ad acqua che consentivano di trovare il  $C_p$  richiesto), disposte su cinque ordini e – per simmetria – solamente su due delle quattro facce dell’edificio. Il solo basamento del modello misura in altezza 9 centimetri, e le prese di pressione sono numerate in nero tramite normografo. È interessante notare come le dimensioni di questo modello corrispondano in linea di massima, ovviamente in scala, a quelle dell’opera realizzata, in particolare per quanto riguarda l’altezza complessiva dell’edificio. Al Politecnico di Torino è attualmente conservato diverso materiale relativo a questa esperienza: due tavole che mostrano la pianta del modello con indicato il rilievo delle pressioni sulla struttura (in scala 1:100 dal vero) e le direzioni del vento (in scala 1:2 al modello), alcune schede su cui sono riportati i risultati ottenuti, diversi schizzi utilizzati durante lo svolgimento delle prove e due fotografie in bianco e nero che ritraggono il modello.<sup>77</sup>

La relazione tecnica redatta dall’ISMES, a firma di Lauletta (sperimentatore) e Oberti (direttore dell’Istituto), fu terminata nell’ottobre del 1964.<sup>78</sup> In allegato alla



\_Modello aerodinamico in scala 1:100 della Cattedrale di San Francisco testato nella galleria del vento a Torino, 1964 (Archivio IMAMAG - Politecnico di Torino).

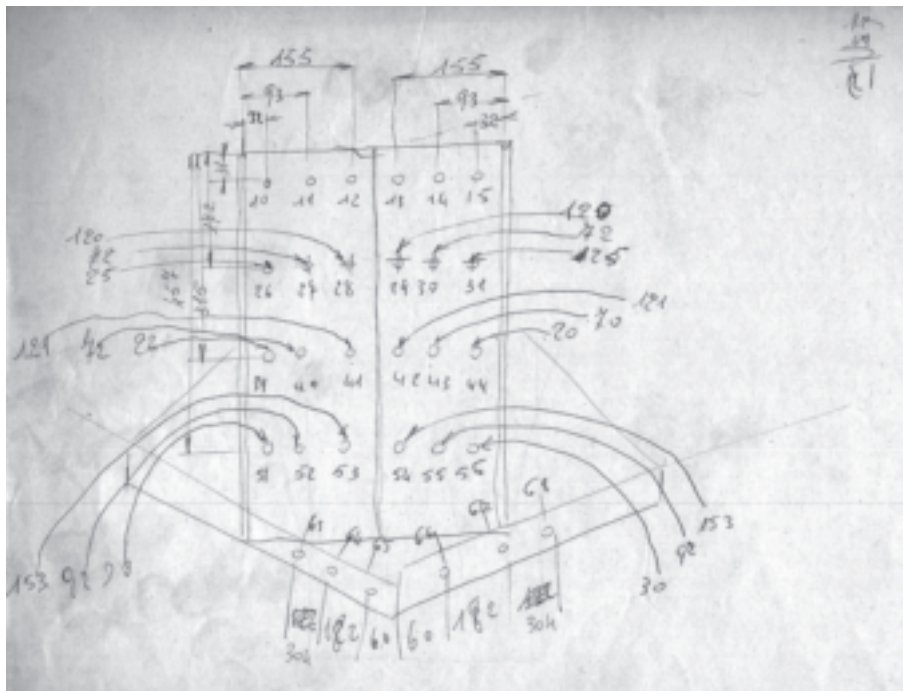
\_ Modello aerodinamico in scala 1:100 della Cattedrale di San Francisco dopo il restauro eseguito dal CEMED di Torino.  
\_ Tavola del rilievo delle pressioni sul modello aerodinamico della Cattedrale di San Francisco (Archivio IMAMAG - Politecnico di Torino).  
\_ Tabella del rilievo delle pressioni sul modello aerodinamico della Cattedrale, 1964 (Archivio IMAMAG - Politecnico di Torino).



Laboratorio di Aeronautica del Politecnico di Torino  
Comitato: ISMES - Bergamo  
Rilievo pressioni su modello di chiesa per San Francisco  
Valori di  $C_p$  (444V)<sup>3</sup>

n° presa	Direzione del vento						
	A	B	C	D	E	F	
24	-0.937	-0.939	0.404	0.34	0.779	-0.479	-1.214
25	-1.229	-0.44	-0.952	-0.584	-0.489	-0.528	-0.295
26	-0.897	-0.567	-0.54	-0.36	-0.489	-0.528	-0.426
27	-0.645	-0.579	-0.534	-0.37	-0.597	-0.513	-0.62
28	-0.829	-0.845	-0.344	-0.37	-0.488	-0.517	-0.636
29	-0.719	-0.595	-0.569	-0.598	-0.507	-0.529	-0.662
30	-0.106	-0.41	-0.676	-0.499	-0.529	-0.519	-0.681
31	-0.295	-0.639	-0.589	-0.595	-0.529	-0.528	-0.687
32	-0.692	-0.609	-0.576	-0.446	-0.577	-0.599	-0.705
33	-0.59	-0.594	-0.351	-0.34	-0.774	-0.481	-0.64
34	-0.947	-0.772	-0.689	-0.362	-0.267	-0.419	-0.67
36	-0.95	-0.669	-0.469	-0.316	-0.339	-0.789	-0.505
38	-0.266	-0.161	-0.213	-0.219	-0.449	-0.292	-0.37
37	-0.999	-0.369	0.199	0.336	0.272	0.642	0.492
38	-1.122	-0.243	0.496	0.643	0.49	0.279	0.48
39	-1.109	-0.32	-0.573	-0.595	0.52	-0.445	-0.557
40	-0.989	-0.609	-0.649	-0.599	-0.527	-0.537	-0.517
41	-0.203	-0.297	-0.609	-0.614	-0.429	-0.539	-0.619
42	-0.529	-0.601	-0.579	-0.429	-0.534	-0.573	-0.589
43	-0.51	-0.529	-0.597	-0.419	-0.539	-0.419	-0.532
44	-0.539	-0.579	-0.609	-0.419	-0.539	-0.419	-0.529
45	-0.594	-0.629	-0.716	-0.462	-0.539	-0.417	-0.437
46	-0.777	-0.686	-0.675	-0.709	0	0.197	0.452

Il Direttore del Laboratorio: \_\_\_\_\_  
Lo Sperimentatore: \_\_\_\_\_



\_ Diagramma di studio per le prove in galleria del vento, 1964 (Archivio IMAMAG - Politecnico di Torino).

\_ Fasi del confezionamento del grande modello cementizio della Cattedrale di San Francisco all'ISMES, 1964 (Archivio Storico ISMES).

238

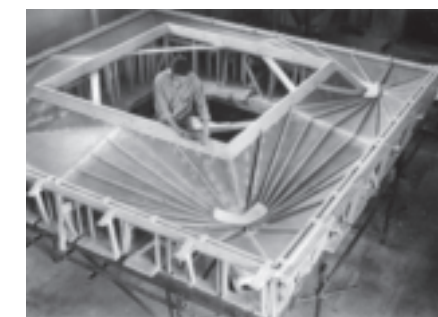
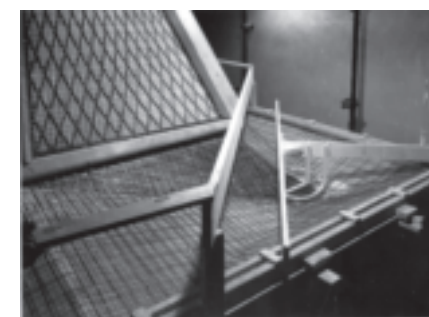
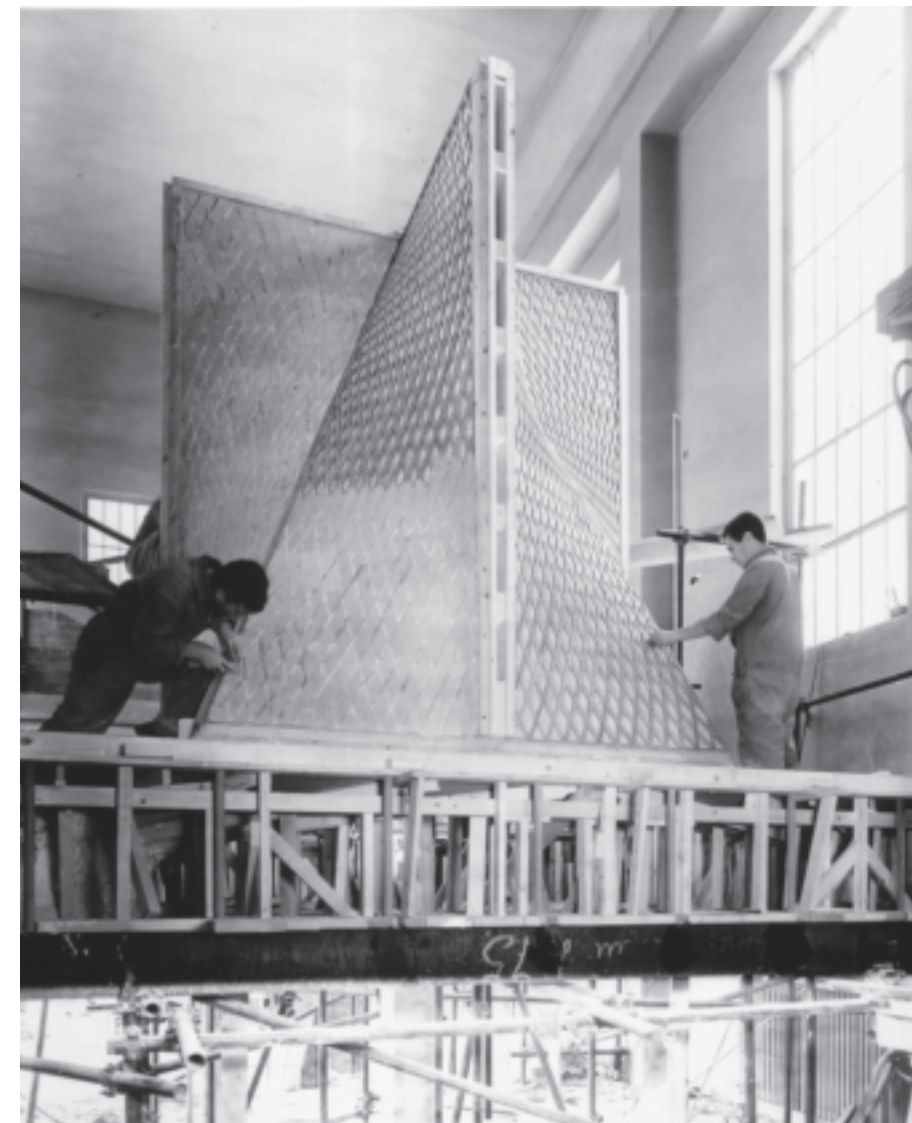
relazione compaiono la tabella relativa al rilievo delle pressioni sul modello e diverse tavole indicanti l'incidenza, la direzione e i punti di misura dei carichi aerodinamici.

### Il terzo modello strutturale: «un capolavoro di modellistica»

Mentre a Torino si testava il modello aerodinamico, a Bergamo le maestranze dell'ISMES procedevano al confezionamento del terzo modello, vero e proprio «capolavoro di modellistica»<sup>79</sup> finalizzato allo studio degli effetti di peso proprio. Tale modello, che riproduceva il progetto del settembre 1964,<sup>80</sup> fu realizzato in malta cementizia in scala 1:15 e pertanto si prestava ad essere analizzato anche oltre il campo elastico, fino a rottura.<sup>81</sup> La stessa scala era già stata testata con successo dieci anni prima per il «modellone» del Grattacielo Pirelli, confezionato in malta di pomice, cemento e armatura metallica, anch'esso portato oltre le condizioni di esercizio fino a collasso.<sup>82</sup> Le splendide fotografie conservate oggi presso l'Archivio Storico dell'ISMES a Seriate ne documentano il paziente confezionamento, condotto utilizzando casseri in legno e gesso. Iniziato ad agosto, il modello fu ultimato intorno alla fine dell'ottobre 1964, quando all'ISMES giunsero in visita Pietro Beluschi con l'arcivescovo dagli Stati Uniti.<sup>83</sup>

Su di esso furono eseguite tre serie distinte di prove, effettuate da Enzo Lauletta ed Emanuele Fumagalli (condirettori dell'ISMES) sotto il controllo di Guido Oberti nel ruolo di consulente tecnico. Nella prima prova, effettuata a carico normale, fu indagato l'andamento delle deformazioni locali e globali e furono rilevate

239





le parzializzazioni delle sezioni resistenti, le plasticizzazioni e le fessurazioni conseguenti a concentrazioni di sforzi.

Anche la seconda serie di prove fu eseguita a carico normale, ma qui fu studiata la variazione del regime delle deformazioni nella cupola in funzione della deformabilità della parte inferiore. Nella terza serie, effettuata in condizioni di carico più gravose, si accertò infine l'esistenza di un significativo margine di sicurezza della cupola ipotizzando una notevole rigidità della struttura inferiore, studiando le modalità di rottura nel caso tale rigidità fosse venuta gradualmente meno.

Il modello fu costruito riproducendo il progetto in tutti i dettagli staticamente rilevanti: ad esempio l'armatura metallica replicava, in forma schematizzata e con sezioni ridotte in scala  $\lambda^2 = 225$ , l'armatura prevista. Alcuni dettagli però, per ragioni pratiche ed economiche, dovevano essere semplificati: non fu infatti possibile modellare la doppia rete prevista per la soletta della cupola all'intradosso e all'estradosso, simulata nel modello con una rete semplice. Fu anche necessario schematizzare le armature di "frettage" dei grandi pilastri di sostegno e dei pennacchi che collegavano la base della cupola con i pilastri. Le caratteristiche meccaniche della malta cementizia utilizzata furono stabilite su provini gettati simultaneamente al modello.<sup>84</sup>

L'attrezzatura per l'applicazione di carichi di peso proprio fu predisposta con una platea metallica rigida alla quale erano fissati anelli di caucciù a forte allungamento, collegati a loro volta al modello tramite tiranti metallici. Ogni tirante agiva nel baricentro di una delle circa 800 zone elementari in cui il modello era stato idealmente suddiviso, e la traslazione della platea metteva in carico il modello. Il sistema diffuso di forze costituito dal peso proprio delle strutture e dei rivestimenti fu quindi riprodotto con un sistema di circa 800 forze concentrate e, per limitare lo spostamento verticale della base della cupola nei punti medi dei lati del quadrato di base, l'attrezzatura delle successive prove di carico fu costituita da un sistema di

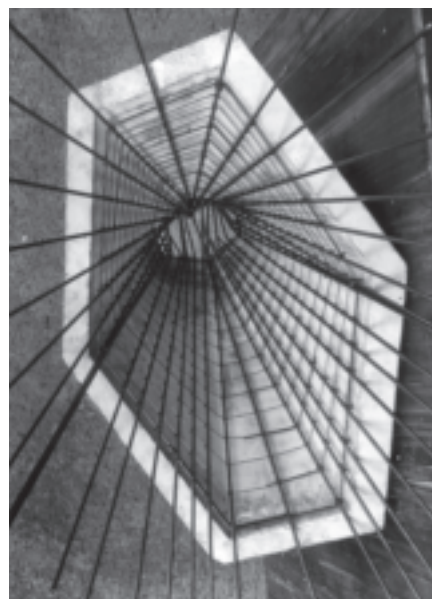
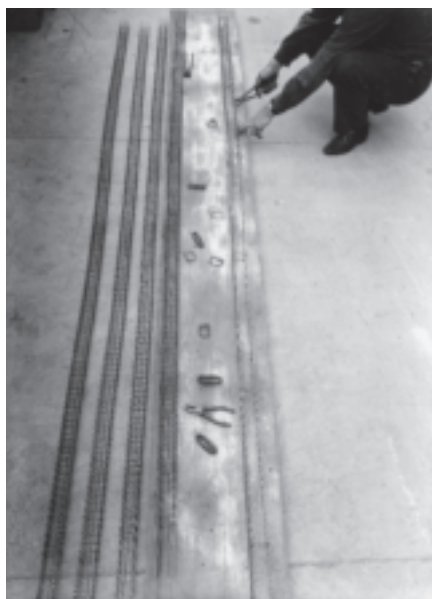


— Dettagli di un pilastro della Cattedrale di San Francisco e del modello in scala 1:15 testato all'ISMES (Archivio Storico ISMES).



241

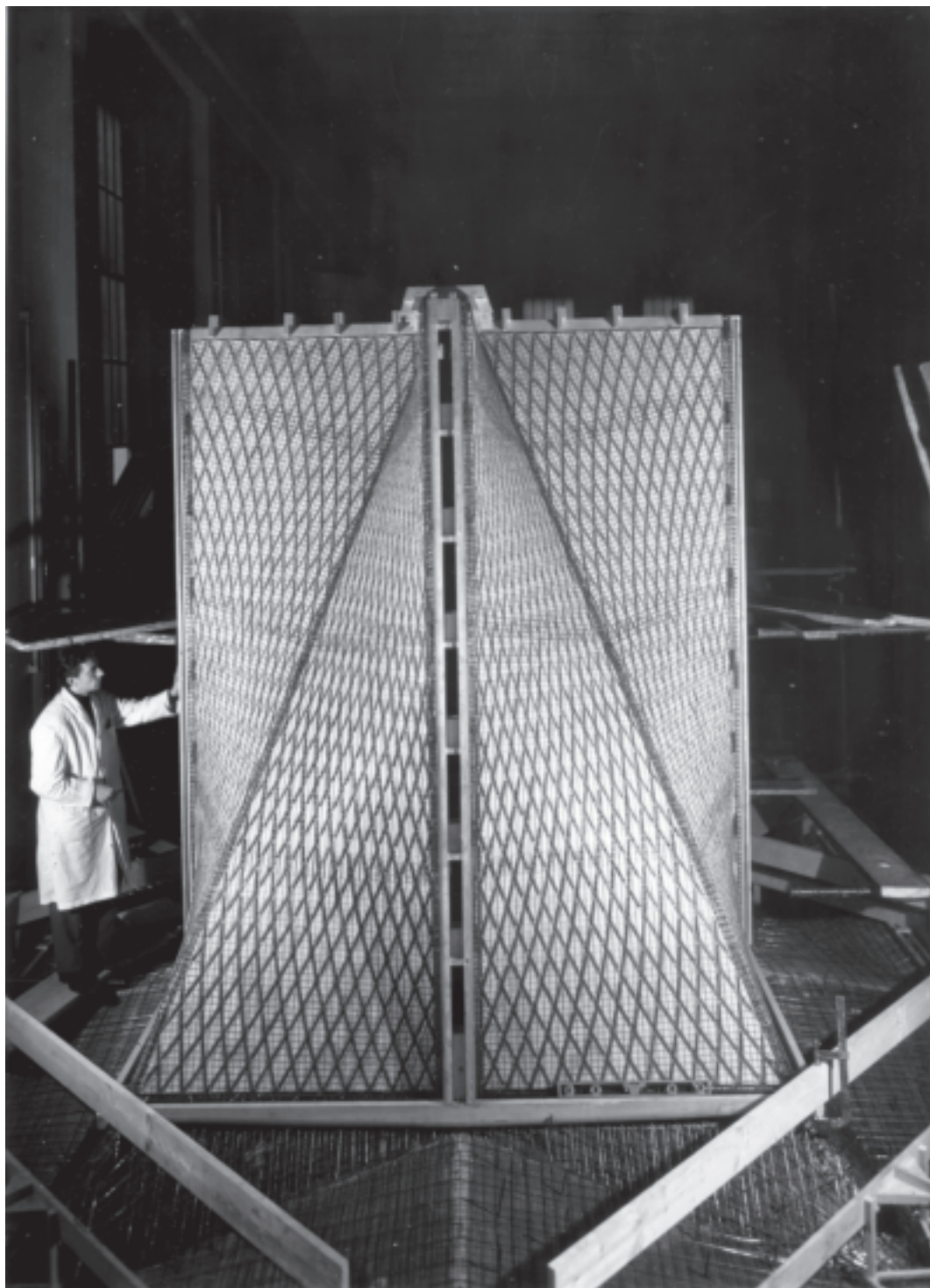
240



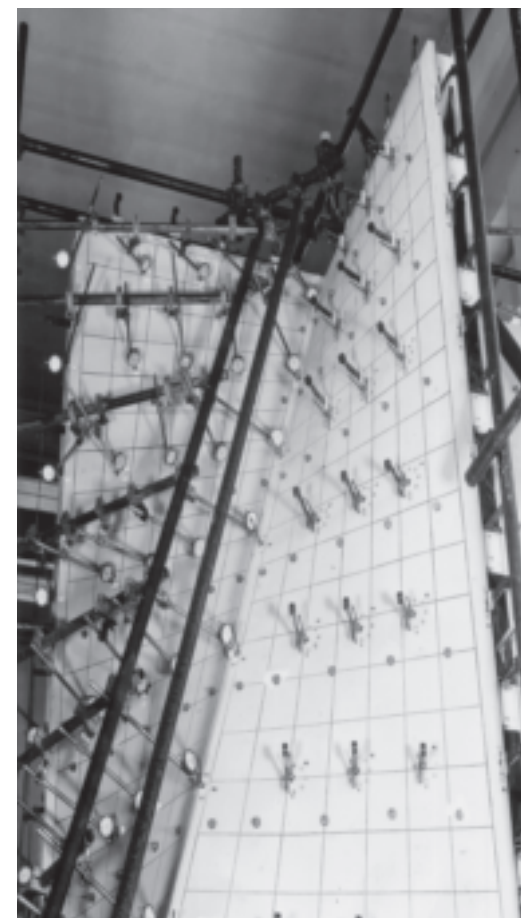
— Preparazione delle armature metalliche del grande modello cementizio della Cattedrale di San Francisco all'ISMES, 1964 (Archivio Storico ISMES).

martinetti agenti sui predetti punti tramite una suola in calcestruzzo perfettamente combaciante con la superficie esterna della struttura. Le deformazioni unitarie furono misurate con estensimetri meccanici ed elettroacustici.<sup>85</sup> I rapporti di similitudine<sup>86</sup> tra modello e prototipo risultarono essere: scala delle lunghezze (dimensioni del modello, frecce elastiche e a rottura)  $\lambda = 15$ ; scala delle forze di superficie (moduli di Young, carichi di rottura dei materiali, carichi tipo vento o equiparabili, come il peso dei rivestimenti superficiali, sforzi)  $\zeta = 1$ ; scala delle forze di volume (pesi propri della struttura)  $\rho = 15$ .<sup>87</sup>

Le prove a carico normale furono eseguite come sempre dopo prove preliminari di controllo del corretto funzionamento della relativa attrezzatura. Nella prima prova fondamentale fu applicato al modello il carico che riproduceva il peso della struttura propria e quello del rivestimento, il tutto nel valore corrispondente alle condizioni normali di esercizio. Sia nella cupola sia nella parte inferiore della struttura si effettuarono le misure estensimetriche e flessimetriche per un intervallo di carico compreso tra un carico di fondo equivalente a 0,14 volte il carico normale e quello normale totale. Scontate le fessurazioni comparse nella struttura durante le prime prove, il suo comportamento nelle successive fasi fu con buona approssimazione di tipo elastico lineare. Le prove furono ripetute nella seconda e nella terza serie riducendo l'abbassamento dei punti mediani del quadrato di base della cupola, mediante quattro carichi verticali concentrati. Furono poi eseguite misure estensimetriche e flessimetriche, limitate alla cupola, per un abbassamento ridotto alla metà di quello normale (seconda prova) e per abbassamento nullo (terza prova), nello stesso intervallo di carico adottato nella prima prova.<sup>88</sup> I coefficienti di passaggio dal modello al prototipo furono stabiliti



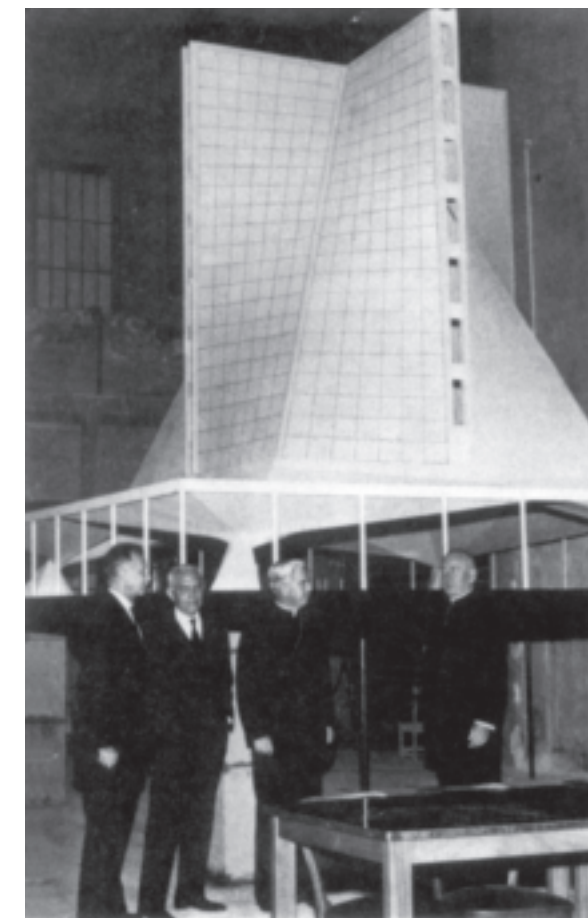
242



— Dettagli dell'impianto di carico del grande modello cementizio della Cattedrale di San Francisco (Archivio Storico ISMES).

— Pietro Belluschi, Pier Luigi Nervi, il vescovo Merlin J. Guilfoyle e l'arcivescovo McGucken sotto il grande modello cementizio all'ISMES (Archivio Storico ISMES).

A fianco  
— Confezionamento del grande modello cementizio della Cattedrale di San Francisco all'ISMES, 1964 (Archivio Storico ISMES).

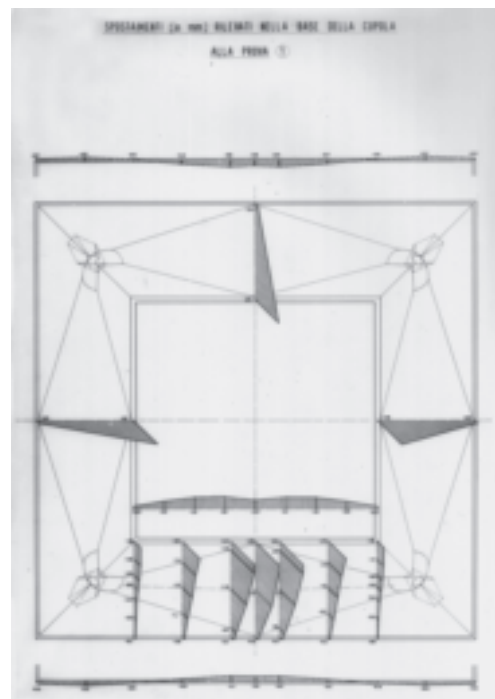
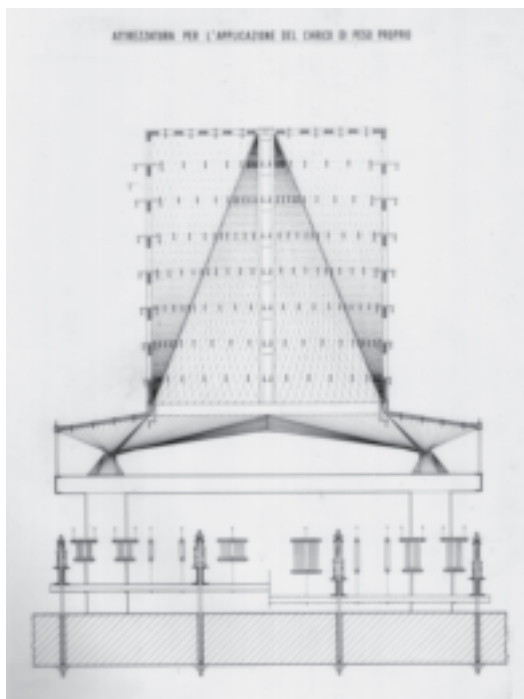


243

dalle teorie dell'elasticità e della similitudine, ottenendo risultati ostacolati, soprattutto relativamente agli sforzi, dalle irregolarità causate dalle plasticizzazioni e dalle microfessurazioni locali.

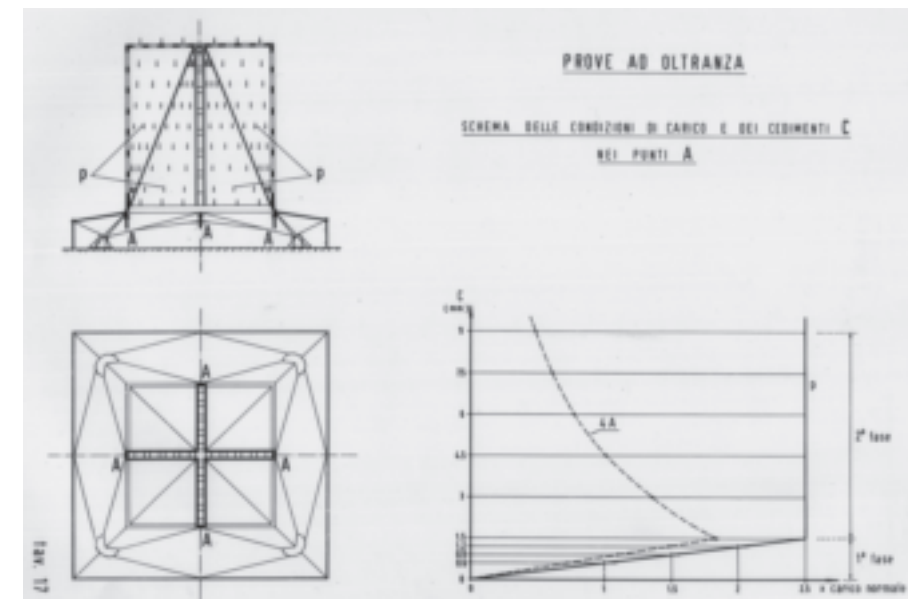
Nel periodo di intervallo tra le prove a carico normale e quelle ad oltranza fu intanto testato il quarto modello, di cui si parlerà approfonditamente in seguito. Dalle prove eseguite su di esso, che riproduceva la struttura dell'edificio facendo tesoro anche delle osservazioni dedotte dalle prove già effettuate sul grande modello cementizio, emerse uno spostamento verticale dei punti medi del quadrato di base notevolmente ridotto in confronto a quello risultante dalla prima prova effettuata sul modello in scala 1:15. Inoltre, il progetto venne nel frattempo modificato irrobustendo i pilastri di base.<sup>89</sup> Prima di procedere alla terza serie di prove, si tentò di apportare le modifiche progettuali e di registrare i precedenti risultati, almeno nella loro sostanza: così lo spessore dei grandi pilastri aumentò anche sul modello cementizio e la riduzione della deformabilità alla base della cupola fu simulata con l'applicazione di un carico verticale variabile che obbligasce il cedimento secondo il valore desiderato.



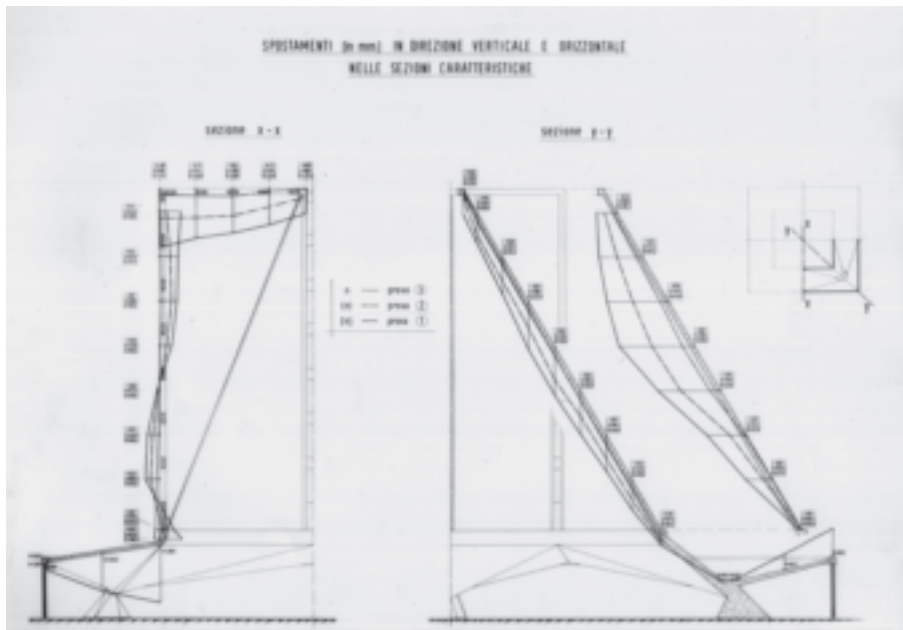


244

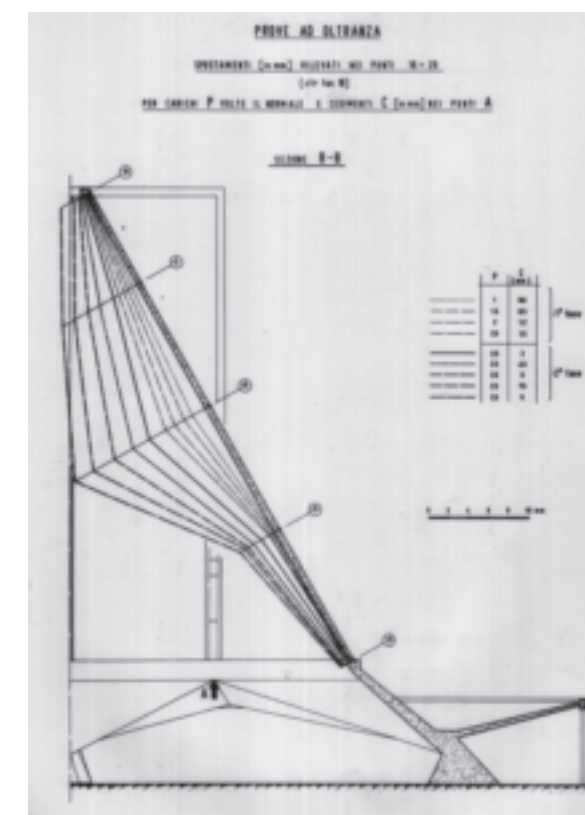
\_ Tavole relative alle prove a oltranza eseguite sul grande modello cementizio della Cattedrale di San Francisco (Archivio Storico ISMES).



245



\_ Tavola con indicata l'attrezzatura per l'applicazione del carico di peso proprio sul modello in scala 1:15 della Cattedrale di San Francisco (Archivio Storico ISMES).  
 \_ Tavola con gli spostamenti rilevati nella base della cupola della Cattedrale (Archivio Storico ISMES).  
 \_ Tavola con gli spostamenti in direzione verticale e orizzontale nelle sezioni caratteristiche della struttura della Cattedrale (Archivio Storico ISMES).

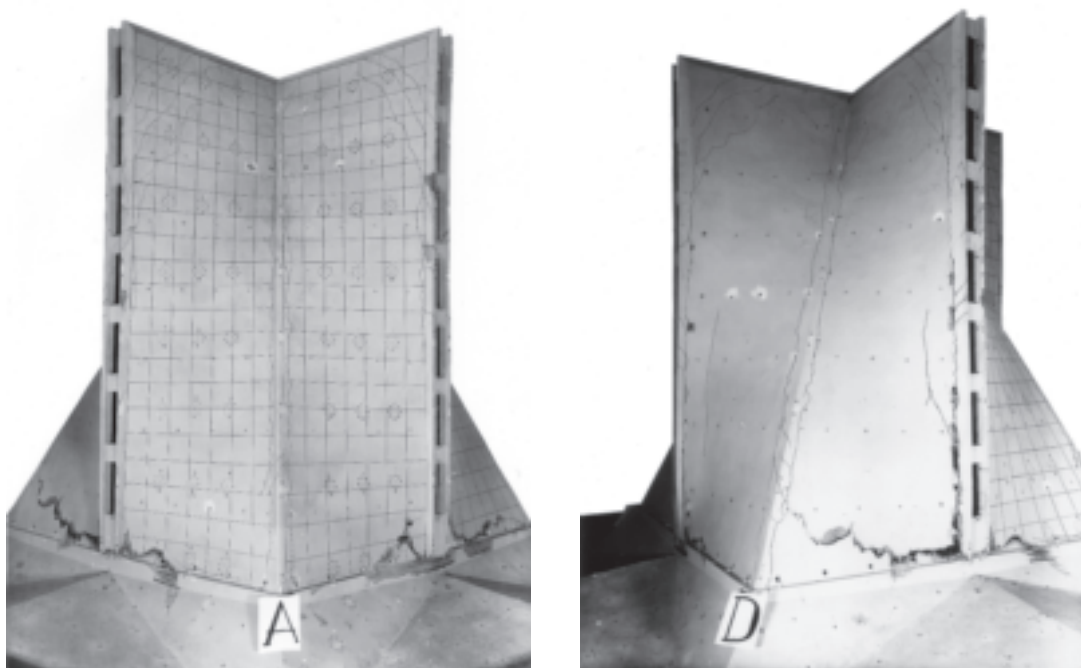


Modificate le condizioni di vincolo, si fu dunque in grado di procedere alla serie di prove a oltranza, il cui significato poteva interessare solo la cupola. In una prima fase fu incrementato il carico fino a un valore pari a 2,5 volte quello normale,<sup>90</sup> e la cupola sopportò questo carico con un “cedimento” di 1,5 mm, senza che le microfessure aumentassero di numero o di dimensione in maniera significativa. In una seconda fase fu poi gradualmente diminuita la reazione di appoggio applicata nei punti medi del quadrato di base della cupola, aumentando così il “cedimento” di questi punti, mentre il valore di carico a 2,5 volte quello normale rimase invariato. La prova fu interrotta quando il cedimento raggiunse un valore di circa 10 mm sul modello, corrispondenti a circa 17 volte quello valido a carico normale per la struttura modificata. La folta documentazione fotografica reperita mostra in modo evidente le fessurazioni ottenute, che interessarono prevalentemente il perimetro inferiore degli elementi a paraboloidi iperbolici e la retta normale alla base d’imposta della cupola, lungo le fasce verticali vetrate, accentuandosi proprio all’incrocio tra queste due zone.

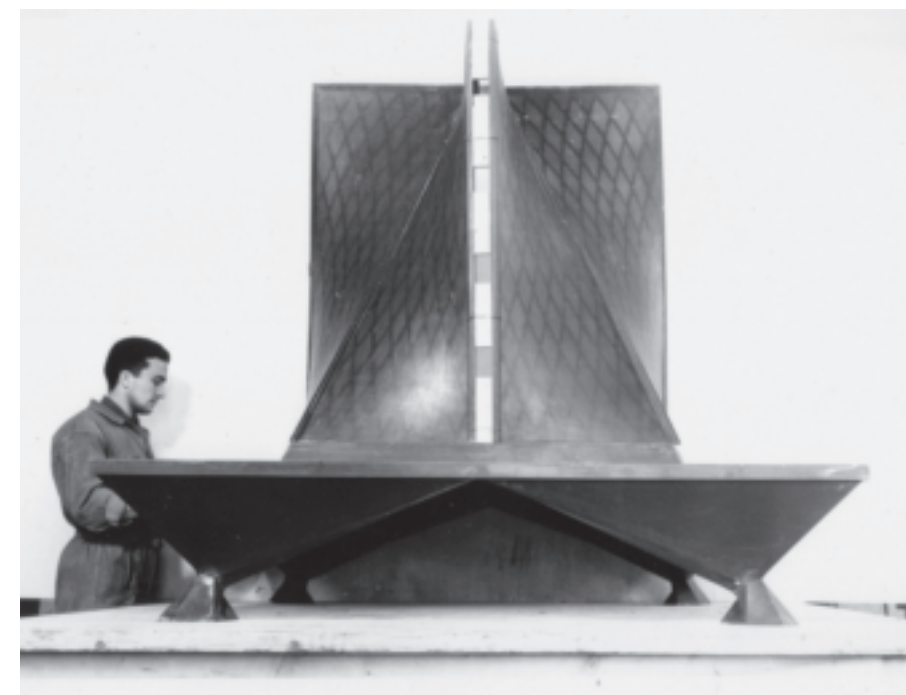
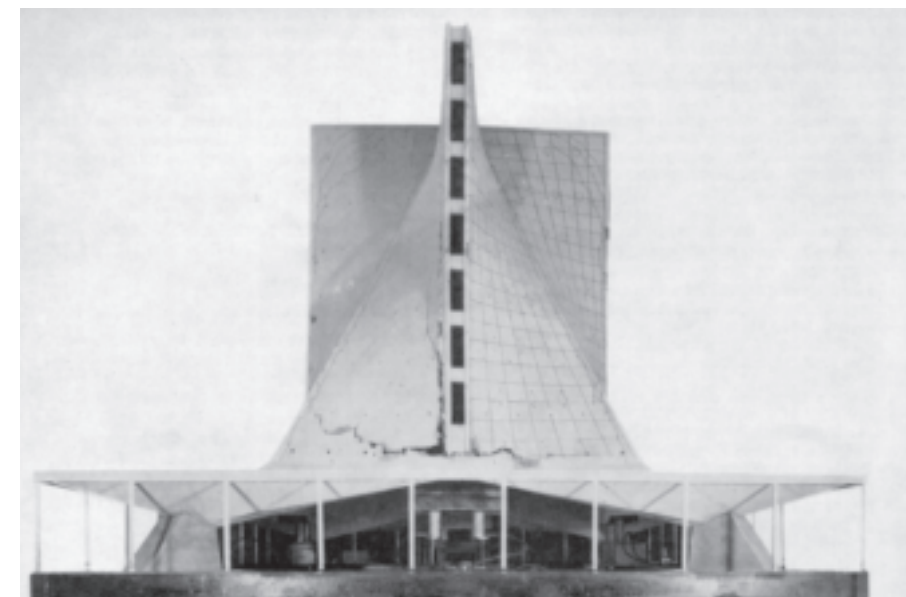
**Il quarto modello della Cattedrale**

Tra la seconda e la terza serie di prove sul grande modello cementizio fu sperimentato anche un quarto modello della Cattedrale – costruito in scala 1:36,89 – che riproduceva le modifiche nel frattempo apportate e si basava sui disegni forniti all’ISMES dallo Studio Nervi riferiti al progetto del febbraio 1965.<sup>91</sup> Il modello, uno dei pochi supersiti, è oggi conservato presso l’Università Politecnica delle Marche

Il modello in scala 1:15 della Cattedrale dopo le prove a oltranza, con in evidenza i punti di rottura, 1965 (Archivio Storico ISMES).



Confronto tra il terzo e il quarto modello della Cattedrale di San Francisco. Si noti la differenza nel profilo del raccordo tra pilastri e cupola (Archivio Storico ISMES).



di Ancona. Il curioso rapporto di scala tra prototipo e modello non fu dettato, come in altri casi,<sup>92</sup> da esigenze imposte dalle dimensioni dei materiali presenti in commercio, bensì dalla necessità di procedere con rapidità alle prove sperimentali su di esso. Infatti il quarto modello non venne creato ex novo, ma fu il risultato dell’adat-

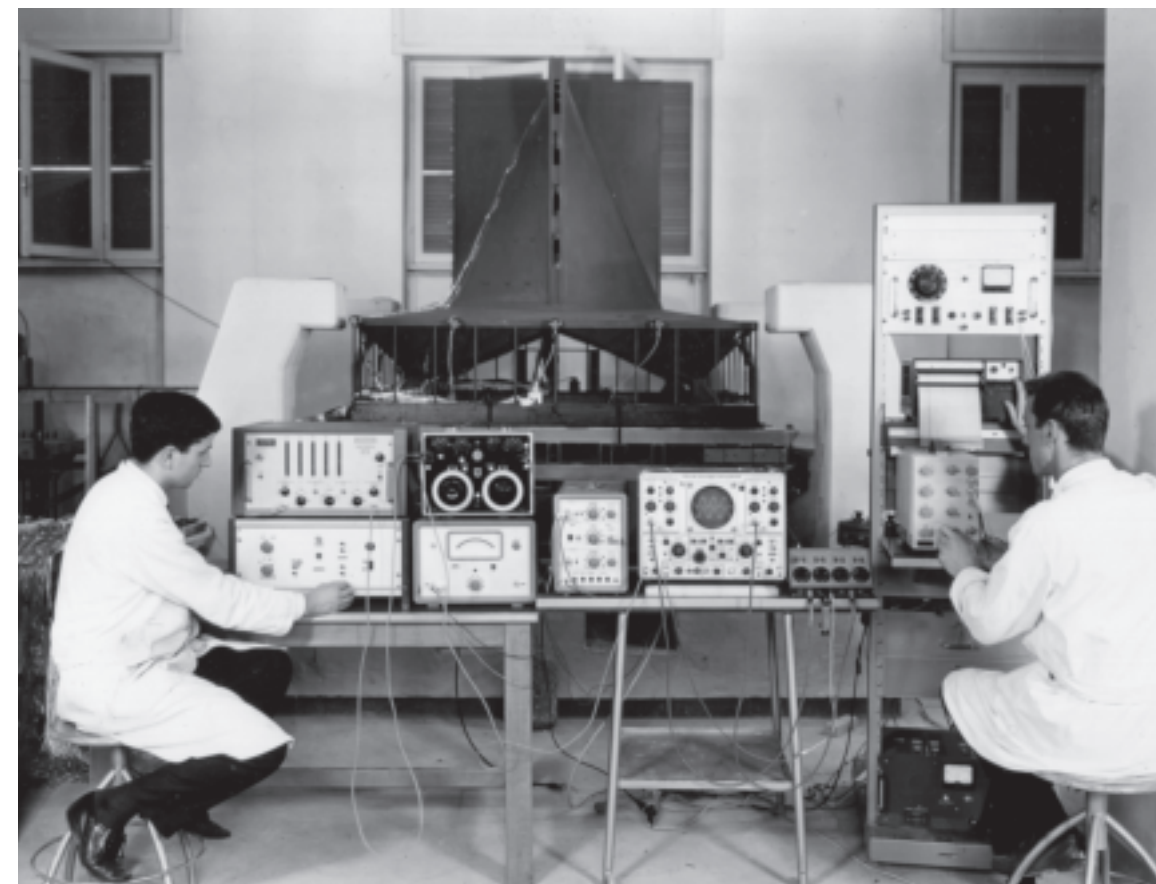


tamento del primo modello in scala 1:40, al fine di velocizzare i tempi necessari al confezionamento e di registrare la lieve riduzione delle dimensioni in pianta della parte superiore della chiesa.<sup>93</sup>

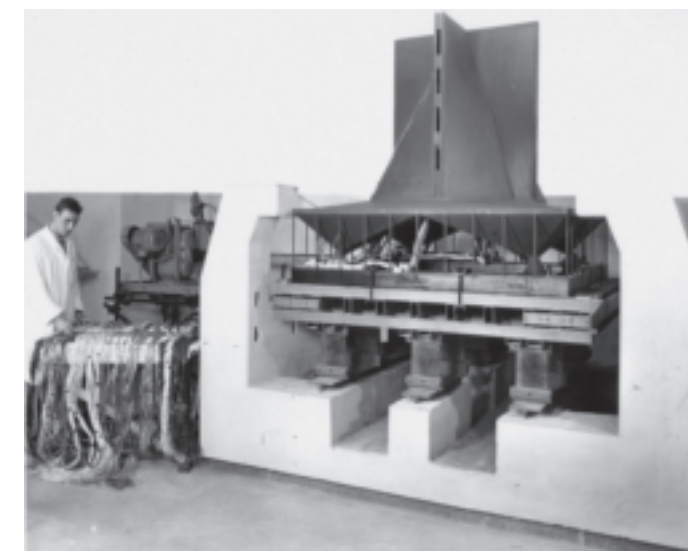
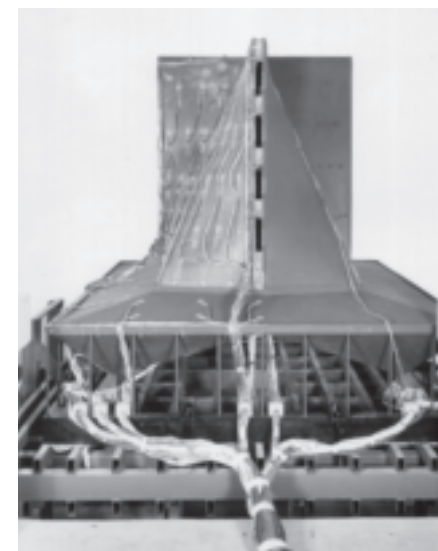
Dal confronto tra il terzo e il quarto modello emerge con chiarezza l'evoluzione del progetto strutturale. Rispetto a quello cementizio, il nuovo modello elastico presentava infatti una sezione e delle proporzioni ben diverse, più vicine all'aspetto dell'opera costruita. Innanzitutto è da notare l'inclinazione del sistema strutturale che forma l'anello d'imposta delle volte: se il grande modello offriva un profilo snello e slanciato, la nuova soluzione fa fronte alle spinte orizzontali della cupola attraverso l'irrobustimento delle vele e l'aumento della loro pendenza. Dalle prove sul modello in scala 1:15 era emersa infatti la necessità di aggiungere un solaio perimetrale per ridurre l'eccessiva elasticità della parte inferiore, formando così nei vari punti una struttura scatolare a sezione triangolare o trapezoidale variabile, cava all'interno ma con una robusta nervatura centrale di irrigidimento. Di conseguenza, i pilastri vennero avvicinati per poter ricevere i carichi in maniera più corretta. Come si può ben notare dai disegni e dalle fotografie dell'ISMES, queste modifiche contribuirono a rendere molto più tozza la fascia basamentale della Cattedrale, uno dei nodi poi maggiormente toccati dalla critica.<sup>94</sup>

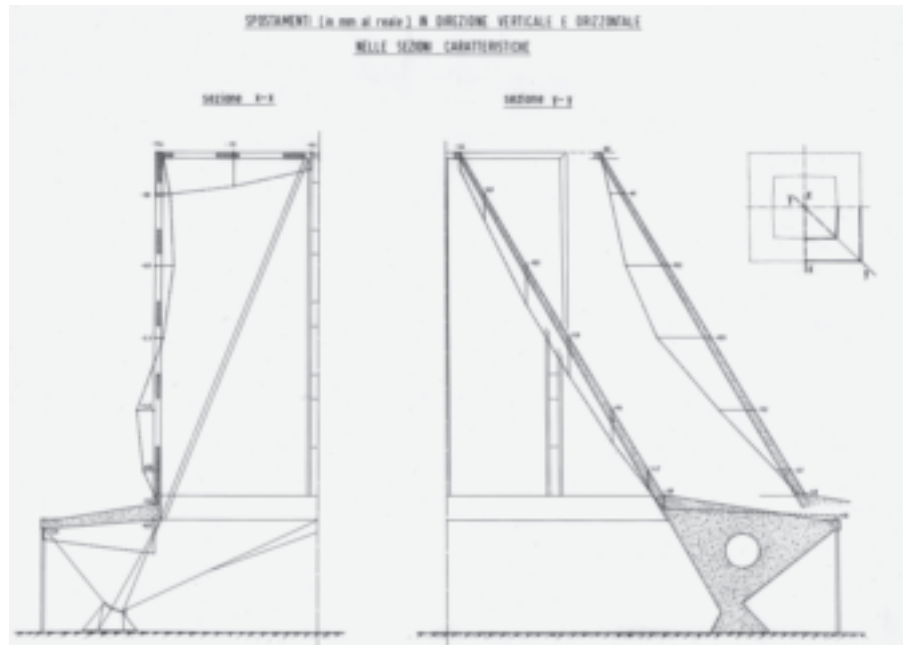
Per realizzare questo modello si impiegò un impasto di araldite, sughero e sabbia con additivi, da colare in casseforme appositamente predisposte, e perciò il regime statico riprodotto fu di tipo puramente elastico<sup>95</sup> come nel modello preliminare. Il suo funzionamento poteva essere insomma descritto utilizzando la perifrasi tanto amata da Oberti: «una "macchina calcolatrice" risolvete i problemi statici proposti in modo compiuto e senza altra ipotesi che quella (anch'essa contenuta in ogni metodo di calcolo comunemente adottato) della continuità, omogeneità ed isotropia del materiale di cui la struttura sarà costituita».<sup>96</sup> Anche in questo caso, al fine di stabilire le caratteristiche dei materiali impiegati, si svolsero esperienze preliminari contemporaneamente alle prove sul modello: la differenza di maturazione dell'impasto infatti diede risultati leggermente differenti da quelli assunti per le prove sul modello preliminare, da cui fu creato quello nuovo.<sup>97</sup> Per quanto riguarda le condizioni di similitudine, i tre gradi di libertà dimensionali che caratterizzano la similitudine meccanica (similitudine rispetto alle lunghezze, alle forze e ai tempi) erano già saturati:  $\lambda = 36,89$ ; rapporto tra le forze di superficie  $\epsilon = 10,3$ ; rapporto

A fianco  
 - Il modello elastico in scala 1:36,89 della Cattedrale durante le prove sulla tavola vibrante, 1965 (Archivio Storico ISMES).



- Fasi del confezionamento del modello elastico in scala 1:36,89 della Cattedrale, 1965 (Archivio Storico ISMES).





\_ Spostamenti in direzione verticale e orizzontale nelle sezioni caratteristiche del modello in scala 1:36,89 della Cattedrale (Archivio Storico ISMES).

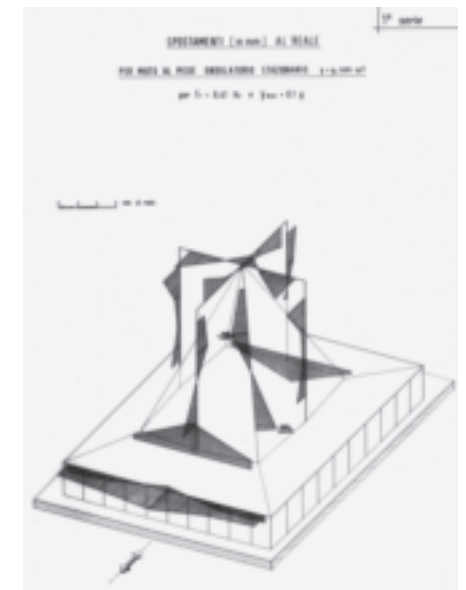
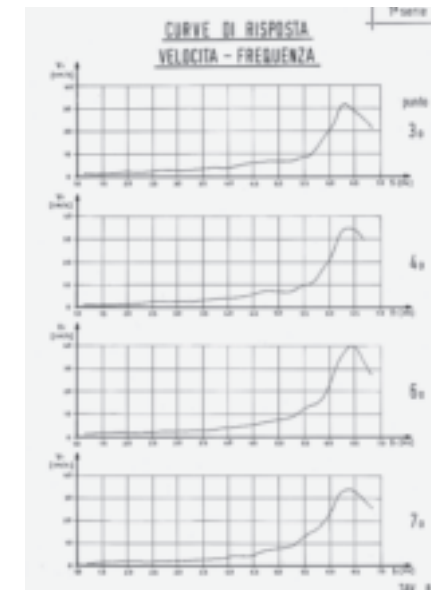
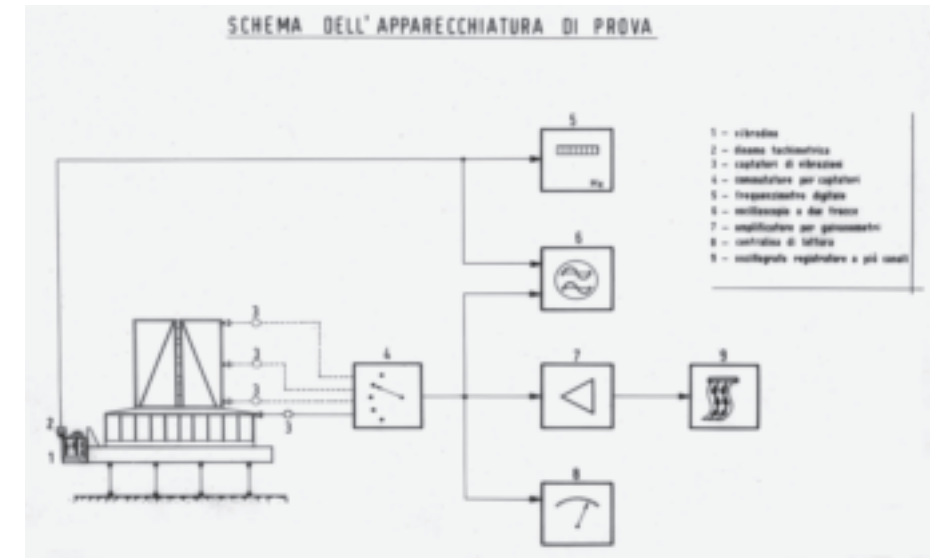
\_ Tavole relative alle prove sul quarto modello della Cattedrale (Archivio Storico ISMES).

tra i pesi specifici  $\rho = 1,63$ . Dati tali rapporti si definì la similitudine di tutte le grandezze aventi dimensioni che intervenivano nel problema.<sup>98</sup>

Sul quarto modello si effettuarono prove statiche e dinamiche. Con queste ultime, in particolare, si cercarono dati significativi sulla risposta dell'edificio in vista di un giudizio sull'effetto dei terremoti sulla struttura, ottenendola rispetto a oscillazioni sinusoidali stazionarie del suolo – orizzontali e verticali – per tutta la gamma delle frequenze presenti nei terremoti californiani. Inoltre, grazie a prove complementari, fu indagato l'effetto di alcune modifiche strutturali sul comportamento dinamico dell'edificio.

A differenza di quello preliminare, il quarto modello riproduceva tutti i dettagli strutturali staticamente significativi: le nervature interne, le costole di rinforzo della parte inferiore e i pilastri perimetrali. Il rivestimento esterno (previsto in marmo), considerato non collaborante, fu simulato applicando sul modello placche di gomma. Il modello e il telaio rigido a cui erano vincolati i quattro pilastri e i pilastri perimetrali furono fissati sul tavolo vibrante per l'esecuzione delle prove, che fu posto in oscillazione attraverso una vibrodina<sup>99</sup> Losenhausen da 400 kg, mentre il rilievo delle misure fu consentito da un'apparecchiatura elettronica.<sup>100</sup>

La prima e la seconda serie di prove dinamiche fondamentali, finalizzate allo studio del comportamento della struttura per azioni oscillatorie e sussultorie, furono svolte con le seguenti modalità: la vibrodina fu messa in azione da un operatore che ne variava lentamente la frequenza,<sup>101</sup> così da ottenere un moto di tipo sinusoidale ad ampiezza costante e frequenza leggermente crescente al piede del modello; contemporaneamente, altri operatori leggevano e registravano i dati prodotti dagli strumenti. Ogni gruppo di strumenti comprendeva sempre un indicatore del mo-



vimento al piede del modello, sia per controllare la regolarità delle prove sia per poter istituire le necessarie relazioni di fase tra questi dati. Le due serie di prove fondamentali ottennero quindi le curve di risposta di velocità in funzione della frequenza al piede per alcune specifiche posizioni, e le deformate della struttura con le corrispondenti sollecitazioni locali.

Per lo studio del comportamento dinamico dell'edificio in conseguenza di piccole variazioni strutturali si eseguirono tre serie di prove complementari, con le stes-



se modalità operative utilizzate per le prove fondamentali. Nello specifico si studiò l'influenza dell'irrigidimento del legame tra la parte inferiore dell'opera e il piano di fondazione conseguente a muri d'angolo in calcestruzzo con spessore pari a 40 centimetri (estesi rispettivamente per  $L = 9,80$  metri e  $L = 19,60$  metri). Nella quinta prova, la terza di quelle complementari, fu del tutto tolto il rivestimento in marmo per ottenere le conseguenti variazioni delle frequenze e delle ampiezze delle oscillazioni. In aggiunta furono eseguite anche prove complementari a impulso mediante l'applicazione di carichi improvvisi o vibratorii elettromagnetici in diversi punti del modello. «Tali prove hanno consentito in primo luogo la valutazione del coefficiente di smorzamento del modello; in secondo luogo hanno consentito d'individuare le frequenze proprie più significative e pilotare così il corso delle prove fondamentali». <sup>102</sup> Esse consigliarono infatti di estendere il campo di frequenze della vibrodina in modo tale da trovare i primi "modi" sussultori e il terzo modo di oscillazione ondulatoria, particolarmente significativo per la parte inferiore della struttura. Infine, queste prove dimostrarono che le due uniche frequenze torsionali comprese nella gamma di frequenze sismiche 1-7 Hz (pari a 2,42 e 3,48 Hz) interessavano unicamente la cupola e non la parte inferiore dell'edificio.

252 Le prove statiche, eseguite sullo stesso modello elastico in scala 1:36,89, ebbero invece come scopo lo studio del regime delle deformazioni e delle sollecitazioni conseguenti al peso proprio e ai rivestimenti nella struttura, sempre in base ai disegni del febbraio 1965. <sup>103</sup> L'attrezzatura di carico utilizzata fu analoga a quella impiegata sul grande modello in scala 1:15 e per applicare il carico il modello fu suddiviso in 428 piccole zone, sulle quali esso agiva riproducendo il peso come forza concentrata. <sup>104</sup> Per comodità sperimentale le prove furono condotte utilizzando carichi pari a 3,34 volte il carico normale. Le deformazioni unitarie trovate consentirono di definire gli sforzi al reale a carico normale. <sup>105</sup>

Le esperienze sul terzo e sul quarto modello furono però tutt'altro che agevoli, occupando Nervi e l'ISMES per parecchi mesi. Dal momento che il progetto della struttura era ancora in via di definizione, la loro esecuzione fu spesso rallentata dalle progressive variazioni che arrivavano da Roma, Boston e San Francisco, obbligando i tecnici dell'Istituto lombardo a modificare la geometria dei modelli e a inserire nei loro calcoli i dati inviati man mano da Leonard Robinson relativi alla normativa antisismica californiana, alle prescrizioni sulla risposta alle azioni orizzontali, alle indagini sul terreno eccetera. Dalla corrispondenza inoltre emerge chiaramente la preoccupazione di Nervi di fronte ai primi risultati raggiunti all'ISMES, che lo portarono ad avere scambi anche accesi con i suoi ingegneri:

Caro Oberti, ... A parte il fatto che, pur essendo il modello completamente ultimato alla fine di Ottobre, solamente dopo quasi due mesi ci avete mandato i primi risultati, sta il fatto che questi sono inspiegabili, per non dire sconcertanti. Infatti malgrado la più completa simmetria di forme e carichi, le letture sui pilastri (fatte in posizioni che si debbono ritenere perfettamente corrispondenti), sono costantemente differenti fra loro per tutte le prove, ... per arrivare ad invertirsi a lesioni avvenute. Ci sarebbe da perdere fiducia nelle possibilità delle ricerche sperimentali e ti pregherei di voler esaminare la questione per trovare una spiegazione. <sup>106</sup>

Tale apprensione viene comunicata anche a Belluschi, aggiornato periodicamente sull'andamento delle prove sperimentali:

Non ti nascondo però di essermi accorto di non aver abbastanza valutato, all'inizio, la difficile strada su cui ci siamo messi per la Cattedrale. La novità assoluta della progettazione, le difficoltà che si incontrano ad ogni passo anche dal punto di vista disegnativo o di calcolo, l'insanabile lentezza delle ricerche su modello quando la struttura sia così complessa, ostacoleranno ancora la stesura definitiva del progetto per cui sarebbe forse opportuno (se lo credi) che tu ne accennassi al Vescovo affinché non interpretasse male la lentezza con cui si procederà. <sup>107</sup>

Allarmato da questa situazione, verso la metà del febbraio 1965 Nervi – che nelle settimane precedenti era stato occupato nella definizione dei dettagli dell'Aula per Udienze del Vaticano <sup>108</sup> – riprende a dedicarsi a tempo pieno alla progettazione della Cattedrale cercando di districare una scomoda condizione di impasse. Nei mesi successivi infatti si verifica uno studio incrociato del progetto particolarmente intenso tra i vari protagonisti dell'impresa. Il tema fondamentale, attorno al quale ruotavano tutti gli altri, era la proporzione tra la parte basamentale della Cattedrale e la cupola, che rischiava di apparire senza slancio. Dietro a questo problema stavano, in maniera più o meno diretta, tutti gli altri elementi del progetto strutturale ancora da cristallizzare, come la maniera di collegare la base della trave perimetrale e le solette portanti, la forma delle nervature della cupola, la definizione delle fondazioni in relazione ai sondaggi effettuati eccetera.

Dalla corrispondenza tra Nervi e l'ISMES del febbraio 1965 si comprende inoltre il suo grado di partecipazione nell'effettivo svolgimento delle esperienze sui modelli: l'ingegnere interviene attivamente nella scelta delle modalità costruttive, nella pianificazione delle fasi di carico e di misurazione, confermando anche "in piccola scala" la sua celebre intuizione statica. <sup>109</sup> Nervi infatti si recava spesso a Bergamo per adempiere ai suoi compiti istituzionali di presidente, e in tali occasioni poteva osservare di persona l'andamento delle prove sui suoi edifici. Era abbastanza abitudinario: partiva da Roma la sera con un treno-letto, in modo da arrivare alla Stazione Centrale di Milano alle 8 di mattina, e da qui si recava al vicino Hotel Gallia, dove una macchina lo veniva a prendere alle ore 8,30. In genere Nervi ripartiva, da Milano o da Brescia, nel tardo pomeriggio. <sup>110</sup>

Febbraio fu quindi un mese molto intenso, e verso la metà di marzo Nervi è in grado di inviare all'arcivescovo cinque tavole relative al «nuovo studio della Cattedrale che riprende la prima ideazione con qualche non essenziale variante, suggerita dai risultati delle ricerche sperimentali e da nuovi calcoli, e da considerazioni statiche, che ci hanno permesso di approfondire meglio il non facile problema». <sup>111</sup> Queste varianti ipotizzano principalmente una maggiore solidità delle pareti della parte bassa in modo tale da avere un'ossatura in cemento armato solidale con le fondazioni, realizzando quindi un sistema indeformabile resistente alle azioni orizzontali (vento e terremoto) composto dai muri e dal solaio perimetrale; la modifica della posizione dei pilastri e la forma degli elementi prefabbricati della cupola. Nervi inoltre interviene anche sulle dimensioni e sul profilo dei paraboloidi, preventivando la riduzione delle dimensioni del quadrato di base per ottenere, a suo giudizio, migliori proporzioni dell'insieme.

In primavera, mentre a Bergamo procedono le prove sul terzo e sul quarto modello, viene alla luce tutta l'insofferenza di Nervi nei confronti dello studio MSRL, che chiede con insistenza i vari avanzamenti del progetto facendo intendere una

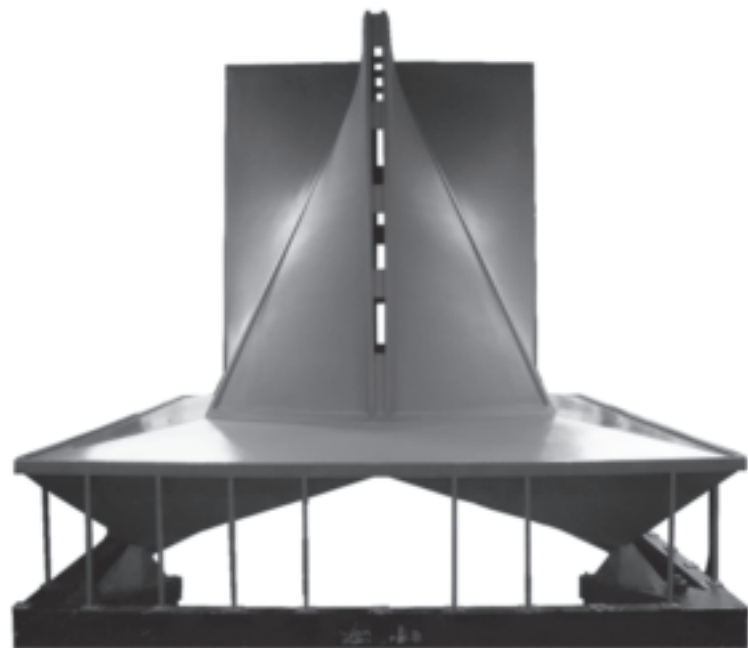
certa impazienza (e qualche dubbio) verso i tempi lunghi dello studio statico condotto in Italia:

Ti pregherei di dire (se pure con buona maniera) a McSweeney che se è impaziente non ha che prendere il lapis in mano, andare avanti (visto che è il progettista) e mandarmi i suoi elaborati, perché io possa esercitare l'opera di consulente che il Vescovo mi ha affidato. A parte il momentaneo nervoso che mi hanno dato le pretese di McSweeney, ti posso assicurare, caro Belluschi, che il progetto di San Francisco occupa tutto il mio tempo ed i miei pensieri ed anche al Laboratorio non lo abbandonano mai, ma le difficoltà sono molte e solo un'organizzazione come quella di Bergamo era capace di affrontarle. ... Permettami lo sfogo, ma mi ha anche seccato la domanda di preventivo per le nuove necessarie prove sulla crescente rigidità delle pareti. Sono disposti a spendere 7,5 milioni di dollari e poi si fermano di fronte a qualche possibile aumento delle spese di ricerca di circa 1000 dollari? O proprio non si fidano della serietà dell'ISMES e dell'attenzione con la quale sta seguendo gli sviluppi delle ricerche?<sup>112</sup>

A istigare tale nervosismo contribuisce anche la pubblicazione, sulla rivista "Engineering News Record" del 28 gennaio 1965, della foto di un modello (architettonico) della Cattedrale:

Va bene che abbiamo accettato fin dal primo giorno di figurare come consulenti, ma leggere che l'opera è stata progettata dai Sigg. McSweeney, Ryan & Lee, mentre ci stiamo a spremere il cervello a trovare una soluzione in mezzo a mille difficoltà ed essi .....fumano, non dispone a favore della loro serietà.<sup>113</sup>

Tra il 4 e il 5 giugno del 1965 viene finalmente portato a rottura il modello cementizio, ottenendo «risultati ottimi»,<sup>114</sup> con frecce di deformazione molto piccole e del tutto proporzionali ai carichi. Qualche settimana dopo, Nervi aggiorna l'arcivescovo sullo stato di avanzamento del progetto strutturale, quando ormai



– Stato attuale del modello elastico in scala 1:36,89 della Cattedrale, conservato presso l'Università Politecnica delle Marche (foto di Gabriele Neri).

buona parte delle prove in laboratorio stava per concludersi.<sup>115</sup> Tra il 5 e l'8 luglio a Roma si tiene una serie di incontri tra i diversi attori coinvolti nel progetto, fondamentali per lo sviluppo delle fasi successive. Il 5 luglio, presso lo Studio Nervi al numero 9 del lungotevere Arnaldo da Brescia, si svolge la prima riunione alla presenza di Pier Luigi Nervi, di suo figlio, dell'ingegnere capo Mario Arlotti e di Piero Garofoli dello Studio Nervi, di Enzo Lauletta, di Pietro Belluschi, di Bill Schuppel dello Studio MSRL e di Angus McSweeney. In questa data si discutono ad esempio l'altezza del muro più basso della Cattedrale e la pendenza del soffitto inferiore e dei prospetti, che – come prescritto da Nervi e Lauletta – non permettevano l'inserimento di finestrate d'angolo e che quindi sarebbero stati sviluppati successivamente. Il giorno seguente giungono a Roma anche Dick Cahill e Leonard Robinson per approfondire nel dettaglio alcune questioni strutturali e costruttive: nel nuovo incontro viene affrontato il tema delle fondazioni, e in particolare il problema degli assestamenti differenziali tra i muri disposti a taglio e i quattro pilastri che avrebbero dovuto sopportare i maggiori carichi verticali, subendo perciò un assestamento maggiore. In seguito si tratta l'aspetto interno della Cattedrale e i relativi materiali, a proposito dei quali Nervi mostra ai suoi ospiti alcuni campioni per i pannelli interni ed esterni dell'edificio, discutendo sui vari metodi di prefabbricazione e sulle modalità di produzione. Le ricerche sulla struttura e sul processo costruttivo non si svolgevano infatti solamente a Bergamo, ma anche a Roma: nei terreni della Magliana Nervi fece realizzare diversi prototipi, come una porzione del paraboloide in scala reale, in modo da poter testare diverse modalità di rivestimento<sup>116</sup> (uno dei problemi che più impegnavano sia Nervi che Belluschi) e i modelli indicativi per la costruzione dei tavelloni della faccia interna della cupola.<sup>117</sup>

Lo stesso giorno il gruppo viene portato a visitare lo Stadio e il Palazzetto dello Sport: «un pomeriggio estremamente istruttivo da tutti i punti di vista».<sup>118</sup> Il 7 luglio, sempre presso lo Studio Nervi, vengono riviste e definite le decisioni prese nei giorni precedenti. L'ufficio tecnico di Nervi, insieme a Bill Schuppel, risolve le dimensioni finali della pianta e della sezione; Robinson e Lauletta revisionano le relazioni delle prove sperimentali, il progetto delle fondazioni e le sollecitazioni permesse nel progetto; mentre Cahill studia i metodi di costruzione usati da Nervi nei suoi recenti lavori. In relazione ai prospetti, viene deciso di ingrandire l'area vetrata nei setti trasversali di collegamento tra le travi verticali.

In aggiunta a questi temi vengono poi prese due importanti decisioni. Innanzitutto si stabilisce la procedura riguardante la preparazione dei disegni esecutivi, che sarebbero stati inviati dallo Studio Nervi a MSRL con copia a Belluschi, in modo da prendere più rapidamente le decisioni finali; ma viene anche deciso di affidare un ulteriore calcolo delle strutture a Robinson. Tale scelta, che come vedremo avrà un significato molto particolare, è decisa da Nervi per poter disporre di una doppia verifica dei risultati ottenuti,<sup>119</sup> probabilmente in seguito ai discordanti risultati delle prove condotte a Bergamo. Secondo i nuovi accordi, sulla base delle relazioni finali dell'ISMES e dei chiarimenti avuti direttamente da Lauletta, Robinson avrebbe eseguito lo studio statico inviando i disegni delle armature a Nervi per un controllo conclusivo, connesso alla sua responsabilità di consulente.<sup>120</sup>



### Il modello matematico di Leonard Robinson per la Cattedrale

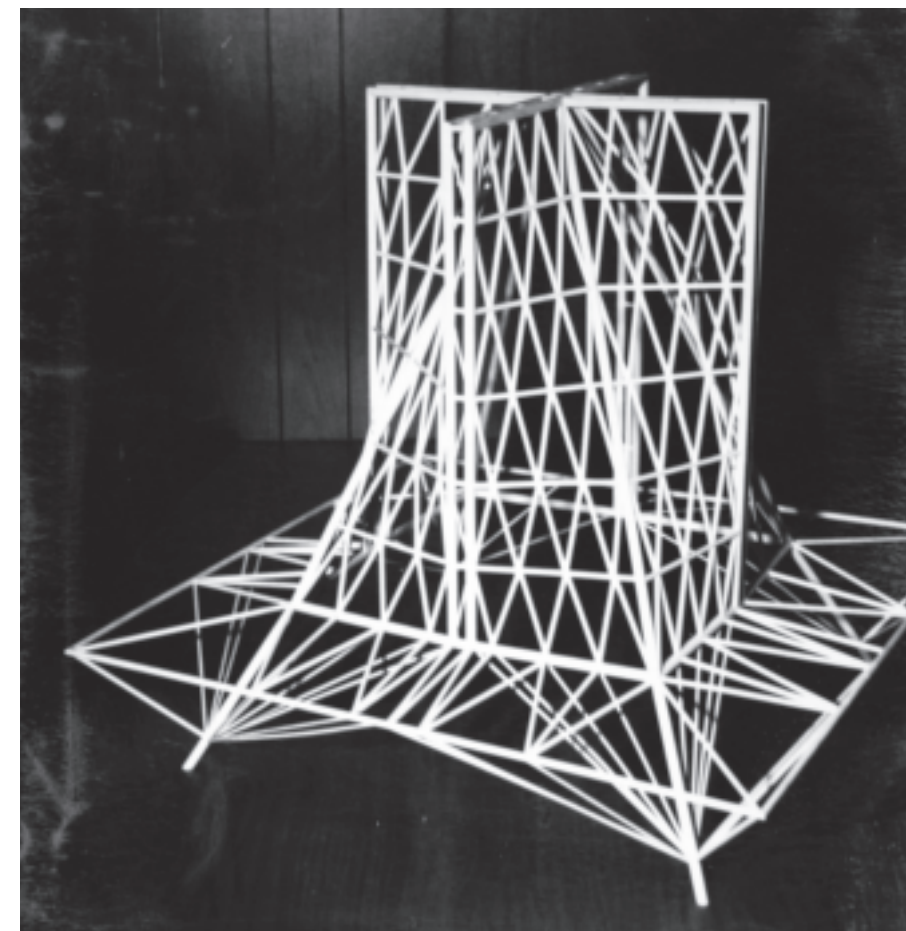
Le versioni finali delle relazioni sulle prove sul grande modello cementizio e sul modello elastico in scala 1:36,89 vengono completate rispettivamente a fine luglio e ad ottobre del 1965.<sup>121</sup> Proprio a ottobre, finita quindi l'epopea bergamasca, Leonard Robinson aggiorna Nervi sul progresso dello studio statico di verifica richiesto a luglio.<sup>122</sup> L'ingegnere californiano stava eseguendo le analisi matematiche della struttura sui quattro grandi pilastri della Cattedrale, ricorrendo all'ausilio del calcolatore elettronico.

Robinson simulò approssimativamente la struttura con un modello matematico composto da una trave reticolare tridimensionale, replicando la doppia curvatura delle superfici mediante una trama di punti significativi che formavano un sistema di triangoli. Il numero dei triangoli, circa 1.400, non fu scelto in base all'effettivo numero dei triangoli del prototipo, ma al fine di utilizzare solo quelli necessari per definire la forma dello schema strutturale.<sup>123</sup> Il metodo utilizzato presumeva che non ci fosse nessuna capacità di momenti flettenti in nessuno dei giunti e perciò, dato che tutti i carichi erano applicati ai giunti, da questa soluzione risultavano solo forze assiali. Le sezioni usate non avevano nessun rapporto con la relativa dimensione dei membri del modello fisico di riferimento che fu creato,<sup>124</sup> ma furono determinate a partire dal prototipo. La struttura reticolare ottenuta, che non si limitava alla sola cupola ma riproduceva l'intero edificio, fu analizzata rispetto a diverse condizioni di carico: carichi permanenti, azione sismica, spostamento verticale e slittamento orizzontale di uno dei pilastri di base. L'analisi di questo schema strutturale, benché non particolarmente complessa, era piuttosto lunga e richiese quindi l'utilizzo – nello studio di Robinson – di un calcolatore elettronico con un software specifico denominato STRESS.<sup>125</sup> I dati elaborati dal computer fornirono i valori delle reazioni e delle forze in tutti i membri della struttura e gli spostamenti relativi a ognuno dei nodi.<sup>126</sup> Per il calcolo delle azioni sismiche, Robinson prese invece come riferimento i risultati ottenuti dalle prove dinamiche dell'ISMES, tenendo conto dell'importanza e della validità scientifica di questo tipo di esperimenti.<sup>127</sup>

Grazie all'innovativo procedimento si riuscirono a ottenere importanti conferme: ad esempio la struttura si dimostrò essere effettivamente stabile e rigida quasi come una trave reticolare pura; gli spostamenti dei giunti della struttura superiore sotto i carichi permanenti erano dell'ordine di 0-2 centimetri e generalmente paragonabili alle flessioni ottenute dalle prove sui modelli ISMES, rappresentando un ottimo risultato; inoltre gli spostamenti nella parte più bassa apparvero molto lievi sotto tutte le condizioni di carico. Grazie a questi calcoli, la struttura si dimostrò essere tre volte più resistente di quanto richiesto dalla normativa vigente a San Francisco,<sup>128</sup> e la novità del procedimento colpì profondamente Nervi, come scrisse lui stesso a Robinson:

Vorrei congratularmi con Lei per il metodo di calcolo adottato ... La conformità osservata tra le deformazioni calcolate e quelle del modello sono infatti un eccellente risultato. Se tutti i dati di calcolo saranno conformi a quelli del modello, penso che il nostro lavoro potrà essere considerato un grande passo in avanti nella difficile strada dell'ingegneria.<sup>129</sup>

\_ Visualizzazione del modello matematico tridimensionale della Cattedrale di San Francisco elaborato da Leonard F. Robinson a San Francisco.



Non era la prima volta che Nervi si trovava di fronte al calcolatore elettronico. Si può infatti citare il caso della George Washington Bridge Bus Station a New York, da lui progettata e realizzata tra la fine degli anni Cinquanta e l'inizio del decennio successivo. Per ottenere una verifica esatta di questa struttura, caratterizzata da un sistema di shed triangolari in cemento armato, nel 1960 l'ingegnere si rivolse al matematico Mauro Picone, il quale riuscì a risolvere il sistema di equazioni che definivano l'iperstaticità della copertura con uno dei pochi calcolatori elettronici allora disponibili in Italia presso l'Istituto di Matematica dell'Università di Roma.<sup>130</sup> Inoltre, all'inizio degli anni Sessanta anche nello Studio Nervi fece il suo ingresso un computer, ma l'ingegnere, pur colpito dalle sue potenzialità, non giunse mai ad integrarlo in maniera significativa all'interno del suo modus operandi.

### Apologia dei modelli fisici.

#### Le tecniche dell'ISMES al vaglio delle autorità di San Francisco

Verso la fine del 1965 la parte più consistente dello studio statico della Cattedrale operato da Nervi volge dunque al termine. Per giungere a risultati soddisfacenti ci sono voluti all'incirca due anni, dall'inizio del 1964 alla fine del 1965, date che coincidono con l'avvio della sperimentazione sui modelli strutturali predisposti all'ISMES di Bergamo e con lo svolgimento dell'ulteriore verifica svolta da Leonard Robinson in California. La partita non è però ancora chiusa, infatti c'era da superare uno scoglio non indifferente: il progetto prevedeva un'altezza massima che superava il limite previsto dal *Building Code* di San Francisco per le costruzioni in cemento armato. La quota raggiunta dalla croce orizzontale formata dall'incrocio dei paraboloidi iperbolici della copertura era infatti di circa 191 piedi, cioè 31 in più di quanto normalmente concesso. Questa situazione, che Belluschi e colleghi speravano di poter risolvere senza troppi problemi, si rivelò più complessa del previsto, dal momento che la Municipalità non sembrava essere ben disposta nei confronti della singolare struttura. Nei primi mesi del 1966, tra l'arcivescovo e i progettisti inizia quindi a manifestarsi un clima di preoccupazione, chiaramente espresso dalla lettera inviata da Belluschi a Nervi nel febbraio del 1966:

Caro Nervi, Siamo in grande crisi colla Cattedrale di S. Francisco! Come già sai i regolamenti del municipio proibiscono la costruzione di qualsiasi fabbricato di cemento armato che superi i 160 piedi di altezza. Noi avevamo sempre sperato di potere ottenere il permesso di raggiungere un'altezza di circa 190 piedi dimostrando che la struttura era completamente resistente. Siccome l'ingegnere del municipio non capisce molto il concetto che abbiamo sviluppato ha chiesto alla società degli ingegneri di S. Francisco di riunire un pannello di tre ingegneri per consigliare il municipio. ... Mi è sembrato che tanto il municipio che i consiglieri non se la sentano di prendere la responsabilità di difendere ciò che considerano una strana struttura. Robinson ha cercato di spiegare alla meglio il significato dei calcoli e delle prove che sono state fatte, che danno evidenza che la struttura è 3 volte più forte che quello che non sia richiesto dalle regole del codice. Ma siccome i consiglieri non sono pagati per i loro "consigli" e la struttura non è facile a capirsi e poiché l'industria dell'acciaio è allineata contro il cemento armato, ho paura che non potremo ottenere il desiderato permesso. Come le cose stanno adesso forse ci permetteranno di costruire l'edificio in acciaio (il che sarebbe un'assurda soluzione contraria a qualunque logica) oppure ci negheranno il permesso completamente.<sup>131</sup>

#### Fulminea la risposta di Nervi:

Però, benedetto il cielo, Robinson poteva parlarci prima di questo vincolo (che sembrerebbe assoluto) di altezza. Speriamo si possa accomodare la cosa. Mi pare che gli argomenti tecnici non manchino.<sup>132</sup>

Al di là del riferimento di Belluschi al peso politico della cosiddetta "industria dell'acciaio" negli Stati Uniti – argomento che meriterebbe uno studio a sé stante – è interessante notare come la struttura della Cattedrale faccia sorgere parecchie perplessità in una Municipalità poco favorevole a prendersi in carico un onere così ingombrante come l'approvazione ufficiale di una gigantesca struttura in cemento armato sviluppata e approfondita attraverso tecniche di analisi non pienamente codificate. Per ottenere il benessere degli organi californiani competenti, si rende quindi necessario sottoporre i risultati ottenuti al vaglio del Department of Public

Works di San Francisco, e in particolare a Robert C. Levy, segretario del relativo Board of Examiners, in modo da ottenere la tanto sospirata variante alla sezione 2303.10 del Regolamento Edilizio della città.

Il 7 febbraio 1966 Leonard Robinson presenta a Levy una relazione tecnica in cui descrive approfonditamente il progetto strutturale, cercando di fugare ogni dubbio a proposito della sanità statica della costruzione. Per fare ciò l'ingegnere illustra nel dettaglio il metodo di analisi da lui adottato, e cioè la schematizzazione della struttura attraverso un *three dimensional space truss* da cui sono stati dedotti gli sforzi agenti su di essa e, in base a questi, progettati i singoli elementi strutturali. Nella relazione sono inoltre citate le esperienze effettuate presso l'ISMES, e in particolare le prove dinamiche sul modello in scala 1:36,89, che avevano fornito risultati di fondamentale importanza a proposito dei carichi relativi ad azioni sismiche, dal momento che questa tecnica poteva essere considerata «the most advanced method of seismological design in use today».<sup>133</sup>

A difesa del progetto, Robinson sottolinea inoltre che, grazie all'estrema rigidità della struttura inferiore della Cattedrale, in caso di azioni sismiche la parte superiore si sarebbe mossa in modo esattamente uguale a una struttura supportata direttamente dal terreno, e quindi come una struttura alta 135 piedi non in contrasto con la normativa vigente. Avanzate queste considerazioni, Robinson richiede la necessaria variante al Regolamento Edilizio, offrendo come ulteriore garanzia alcuni accorgimenti aggiuntivi da apportare alla struttura, in modo da convincere i suoi interlocutori.<sup>134</sup> Grazie ad essi, la Cattedrale si sarebbe potuta considerare come uno degli edifici più resistenti al mondo nei confronti dei terremoti.<sup>135</sup>

La dettagliata relazione di Robinson smuove l'Assemblea consultiva del Board of Examiners, che un mese più tardi fornisce a Levy un parere tecnico su come procedere in relazione alla richiesta di variante.<sup>136</sup> In esso viene innanzitutto rimarcata la singolarità della struttura, che non trova paralleli prossimi a cui paragonarla, e per la quale è necessario procedere con particolare attenzione:

The proposed building is a unique and complex structure. It is basically a shear wall-type structure over 160 feet height, without the type of complete moment-resisting space frame of structural steel, or equivalent, stipulated in the San Francisco Building Code. ... As often in the case, the unique features and form of the building contribute not only to its attractiveness, but also to its structural complexities. The safety of the building and of its occupants, within the intent and purposes of a building code, can only be assured by most careful analysis of the structures, by most meticulous attention to details, and by most diligent prosecution and supervision of construction.<sup>137</sup>

La questione, che riguarda un edificio tanto importante per la città di San Francisco, è ormai di dominio pubblico, e viene infatti riportata anche sui giornali locali.<sup>138</sup> Pur con la necessaria cautela, il parere è positivo e l'Assemblea suggerisce di approvare la variante a patto però di fornire ulteriori garanzie, che vengono trasmesse a Robinson da Levy il 18 aprile 1966. Tra queste, che comprendono un ruolo attivo di verifica da parte di Robinson – in quanto *structural engineer responsible for the design* – durante la costruzione dell'edificio, nonché severi parametri di valutazione in relazione ai terremoti e l'introduzione di una struttura di supporto in acciaio per alcune parti della cupola,<sup>139</sup> la richiesta più importante è quella di procedere a una ulteriore verifica strutturale indipendente dai pro-



gettisti coinvolti, che la committenza avrebbe dovuto affidare a un team di tre persone selezionate dal Bureau of Building Inspection, composto da un ingegnere strutturale attivo a San Francisco da almeno dieci anni, da un esperto in gusci in cemento armato e da un esperto di vibrazioni indotte dai terremoti. Tale verifica, poi condotta da Frank Baron e Ray W. Clough,<sup>140</sup> entrambi professori di Ingegneria civile della University of California, e dall'ingegnere George Arthur Sedgwick di San Francisco, richiederà parecchi mesi e sarà presentata a Robinson un anno più tardi, l'8 maggio del 1967.

Il voluminoso *Report*<sup>141</sup> appare di particolare interesse sotto diversi punti di vista, e in primo luogo perché tale analisi tenne in particolare considerazione gli studi prodotti da Nervi e dall'ISMES in Italia e quelli di Robinson a San Francisco, permettendo di valutarne l'effettivo valore da un angolo di visuale inedito e non condizionato dagli ovvi interessi del team progettuale che ci stava lavorando dal 1963. Nello specifico, è interessante notare come siano state interpretate e utilizzate le esperienze svolte a Bergamo sotto la direzione di Nervi, e in questo modo contestualizzarne l'approccio scientifico e operativo. Al Review Board californiano furono infatti forniti i risultati emersi dallo studio condotto sui modelli in scala ridotta e sul modello matematico sviluppato da Robinson.

Nella sezione introduttiva, relativa alla revisione dei calcoli e alle prove su modello, viene premessa la sostanziale adeguatezza del sistema strutturale sottolineando la cura e la completezza con cui furono svolte queste esperienze, ma allo stesso tempo viene subito rimarcata la loro inevitabile schematicità. A proposito delle prove dell'ISMES si dice infatti:

The ISMES models were carefully made and tested. There are, however, practical limits to the structural simulation and instrumentation that can be provided in model test programs and there were design changes made after the tests were completed. The model tests were a basic part of the initial and developmental stages of design and are most valuable in indicating the behavior of the structure.<sup>142</sup>

In modo simile viene etichettato il lavoro di Robinson:

The calculations, as submitted, are inclusive and consistent. There are, however, some limitations in this type of analysis due largely to variance between the assumed truss system and the actual stress pattern that may occur at a point in the structure.<sup>143</sup>

Questi presupposti appaiono sufficienti per dimostrare la necessità di un'analisi aggiuntiva, e in certa misura portano a considerare le analisi effettuate da Nervi e Robinson come procedimenti utili e corretti, ma non esaustivi a causa delle limitazioni intrinseche. Il *Report*, composto da 451 pagine in buona parte manoscritte, è suddiviso in numerose sezioni, riassumibili nei seguenti temi: 1) *Review of Design Loading Conditions*; 2) *Review of Design Criteria*; 3) *Review of Structural Calculations and Model Tests*; 4) *Review of Working Drawings and Structural Details*; 5) *Conclusions*. Lo scopo della prima sezione è quello di verificare le condizioni di carico considerate nel progetto della struttura, con speciale riferimento alle azioni orizzontali, che rappresentavano uno dei fattori determinanti da tenere in conto durante la progettazione, anche a causa della singolarità dell'edificio.<sup>144</sup> In particolare, per assodare la validità dei criteri progettuali in relazione ad azioni

sismiche furono messi a confronto i carichi sismici utilizzati nel disegno della struttura con quelli generati da un terremoto "standard" che si sarebbe potuto verificare a San Francisco nell'arco di cent'anni. I due termini di paragone erano costituiti dai dati emersi dalle esperienze dinamiche svolte all'ISMES – in base ai quali venne definito il progetto – e da quelli relativi al terremoto di El Centro, in California, del 1940.<sup>145</sup> Il confronto evidenziò alcune divergenze, ad esempio che il terremoto "standard" avrebbe prodotto nella cupola forze pari a 1,2 volte i carichi considerati nel progetto, se fosse rimasta elastica. Ad ogni modo, venne anche sottolineato come la cupola fosse con buone probabilità più resistente rispetto ai requisiti di progetto, e che nel complesso la stabilità sarebbe stata assicurata.<sup>146</sup>

Di particolare interesse risulta poi essere la terza sezione del *Report*. Qui infatti, muovendo dalle già citate considerazioni espresse a proposito delle inevitabili limitazioni riscontrabili nelle analisi di Nervi e Robinson, il Review Board procede alla determinazione degli sforzi all'interno della struttura attraverso procedimenti addizionali, basati su due tipi diversi di approccio. Il primo studio fu svolto per determinare le peculiari caratteristiche del comportamento statico al fine di individuare i fattori determinanti da tenere in considerazione nel progetto strutturale. Esso si basò sull'esame dettagliato dei risultati ottenuti durante le prove dell'ISMES, accompagnato da un'analisi indipendente. Il secondo studio venne invece condotto operando un'analisi più approfondita della struttura della cupola, svolta grazie all'ausilio del computer, tenendo in conto tutte le componenti del comportamento elastico della struttura. Tale approccio fu reso possibile grazie a un particolare programma per l'analisi di strutture a guscio composte da nervature rigide (*rib-stiffened shell structures*),<sup>147</sup> che era stato sviluppato negli anni precedenti dall'Università della California, e il suo impiego fu permesso grazie all'assistenza di Alexander C. Scordelis e di Edward Wilson. A questo proposito bisogna ricordare che negli stessi anni Scordelis (1923-2007),<sup>148</sup> professore di Ingegneria strutturale all'Università di Berkeley, contribuì notevolmente allo sviluppo del metodo degli elementi finiti per l'analisi strutturale attraverso il computer, sviluppando diversi programmi per il calcolo di strutture sempre più complesse.<sup>149</sup>

I risultati dei due studi condotti da Baron, Clough e Sedgwick furono disponibili simultaneamente, e la loro comparazione permise di dimostrare la validità di entrambi i metodi.<sup>150</sup> Proprio da questo confronto emergono importanti riflessioni: difatti, nonostante la schematizzazione risultante dalla simulazione della struttura mediante modelli in scala ridotta, i frutti prodotti da Nervi in collaborazione con Oberti e Lauletta si dimostrarono essere particolarmente utili per lo svolgimento delle successive analisi. Grazie ad esse, il Review Board fu così in grado di giudicare la "sanità" della struttura, pervenendo alla seguente conclusione:

It was found that, in general, the limiting design condition is governed by stress in the reinforcing and structural steel. The criteria for permissible stress requires that stress due to dead plus live load shall not exceed yield point of the material. As a maximum stress condition is generally a localized condition, there is in the structure a large reserve of capacity that can be mobilized by permitting local incursions into the plastic range.<sup>151</sup>

Revisionati e perfezionati gli elaborati redatti da Robinson, che fu sempre aggiornato durante lo svolgimento delle analisi, il Review Board concluse la relazione suggerendo al Board of Examiners di San Francisco di accettare i disegni strutturali

dell'edificio, raccomandando però che la costruzione fosse pianificata sotto il controllo di Robinson e soprattutto imponendo l'introduzione di una coppia di travi in acciaio nelle fasce verticali della cupola, elemento non strettamente necessario ma richiesto per ottenere un'ulteriore garanzia di sicurezza. Tale "dettaglio" costruttivo riveste un'importanza fondamentale, dal momento che l'inserimento di una struttura in acciaio all'interno di quella cementizia era assolutamente incoerente con il *modus operandi* nerviano, e proprio per questo esso rappresenta una efficace testimonianza di come il progetto dovette registrare non poche modifiche nel passaggio dal "consulente strutturale" alla sua definizione esecutiva. Modifiche di poco conto, sotto certi aspetti, ma concettualmente più rilevanti.

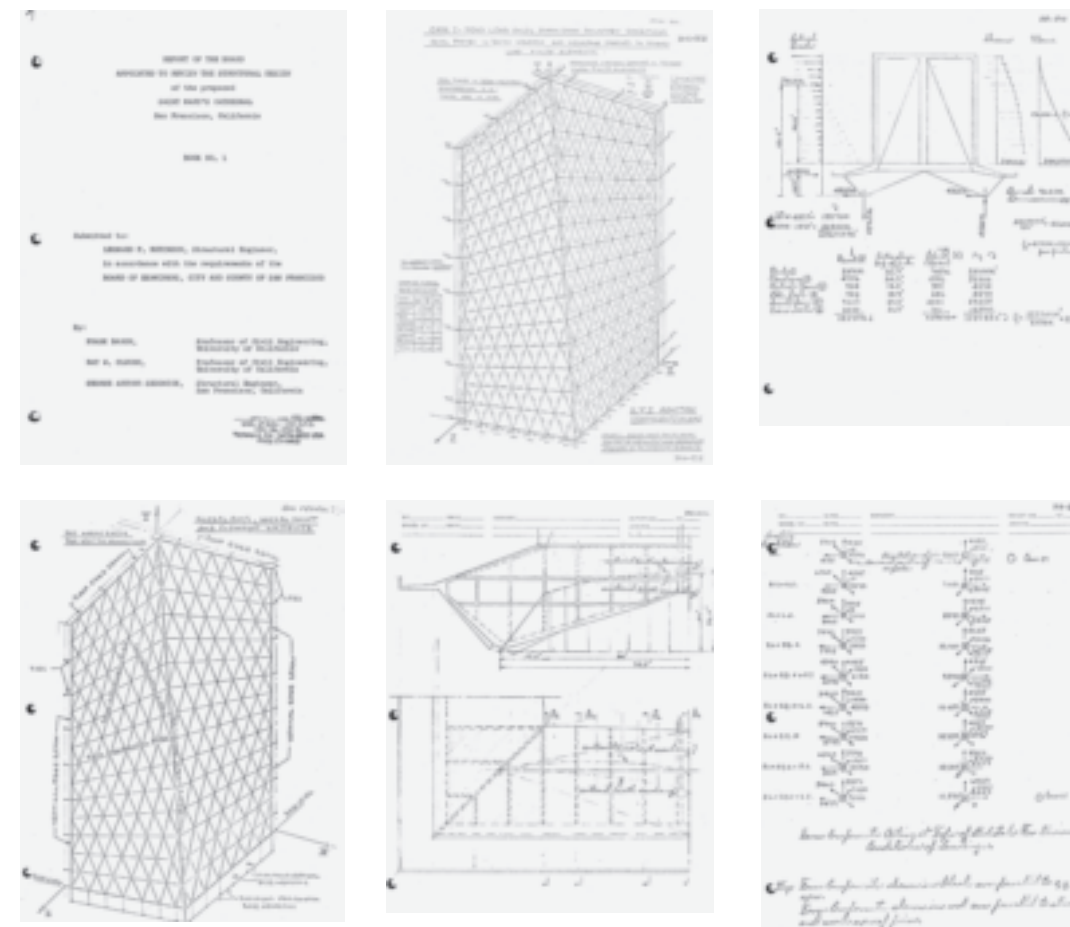
Finalmente, dopo quasi quattro anni di analisi negli studi, nei laboratori e nelle università di Roma, Bergamo, Cambridge, Torino, San Francisco e Berkeley, il progetto strutturale della Cattedrale di Saint Mary si poteva dire concluso, permettendo di chiudere gli elaborati esecutivi e di procedere con la costruzione dell'edificio: la benedizione della prima pietra della Cattedrale sarà effettuata il 13 dicembre 1967.<sup>152</sup>

### Il ruolo dei modelli nerviani nello studio statico della Cattedrale di San Francisco

Dalla descrizione dei diversi modelli strutturali testati all'ISMES, si può quindi cercare di riassumere il ruolo effettivo che essi ebbero nel processo progettuale della Cattedrale.

Per prima cosa bisogna ricordare che lo schema complessivo dell'edificio fu in un certo senso "imposto" a Nervi a partire dalla soluzione abbozzata da Belluschi nel settembre del 1963, dalla quale si sarebbe sviluppato tutto il progetto. Nonostante le corrispondenze tra tale schema e l'opera realizzata, esso doveva però essere trasformato in un'effettiva soluzione strutturale, dalla quale sarebbe derivato il successo dell'impresa. Data la preponderanza della concezione strutturale nel progetto, che faceva affidamento sulla maestosità dei paraboloidi iperboliche, appare evidente la responsabilità di Nervi. Dal suo contributo sarebbe infatti dipesa la qualità complessiva della costruzione, e soprattutto i rapporti proporzionali tra le sue diverse componenti: la zona basamentale, che poteva apparire come un muro impenetrabile oppure come uno schermo diafano in grado di svelare la plasticità dei sostegni interni; il collegamento tra questa zona e l'attacco della cupola, dipendente dalla più o meno necessaria collaborazione statica della base d'imposta; la forma degli elementi prefabbricati che avrebbero caratterizzato l'intradosso dei paraboloidi iperboliche e influenzato le qualità spaziali della grande navata; il materiale di rivestimento esterno della cupola eccetera.

A differenza di altri progetti testati da Nervi ricorrendo allo studio sui modelli, la soluzione proposta da Belluschi non doveva quindi essere semplicemente sottoposta a una verifica *a posteriori* che confermasse la validità di un'intuizione iniziale o di una tipologia già sperimentata in altra scala, ma piuttosto seguire un processo di definizione progressiva coadiuvato proprio dalle ricerche di laboratorio. Nervi fu quindi impegnato a collaborare, insieme a Belluschi, Robinson e allo studio MSRL, alla gestione delle innumerevoli variabili in campo, assumendo però un ruolo parti-



Tavole dal Report del Review Board di San Francisco.

colare in quanto da lui dovevano essere confermate o smentite le ipotesi sviluppate tra Roma e gli Stati Uniti. Prese dunque vita un modello di collaborazione "circolare", in cui le risposte ai vari quesiti venivano man mano vagliate o suggerite dai diversi attori coinvolti, e quindi sottoposte a una convalida architettonica, strutturale, economica e funzionale, di cui il committente – l'arcivescovo McGucken – rappresentava il referente finale.

I modelli nerviani per San Francisco assumono allora molteplici valenze all'interno di questa complessa filiera. Se essi costituivano lo strumento principe per la verifica statica dell'edificio in appoggio al calcolo teorico, è evidente che la loro tangibilità servì anche come mezzo rappresentativo capace di restituire tridimensionalmente ciò che le tavole grafiche non potevano mostrare con la stessa chiarezza. Più volte infatti dagli Stati Uniti furono chieste fotografie dettagliate di questi modelli, da cui si poteva comprensibilmente visualizzare – in particolare grazie al grande modello in scala 1:15 – il risultato finale. In questo senso essi ebbero la stessa funzione rivestita dai numerosi modelli non strutturali ma prettamente "architettonici"



preparati a Boston e a San Francisco, assumendo quindi anche per Nervi un valore slegato dalle caratteristiche meccaniche che si proponevano di evidenziare.

Detto questo, la necessità di *verificare* empiricamente lo schema sostanziale della Cattedrale in relazione al grande numero di varianti in gioco ebbe un ruolo di primo piano, e tale priorità può essere letta in duplice maniera. Da un lato infatti la verifica dell'ipotesi iniziale e delle sue successive mutazioni obbligò a una progressiva "rincorsa" di quanto immaginato da Nervi e Belluschi, relegando l'attività sperimentale a strumento di semplice convalida dei vari postulati. Dall'altro lato però proprio la risposta offerta dal modello contribuì a suggerire quelle modifiche strutturali che avrebbero poi dato forma alla Cattedrale costruita. In sintesi quindi la ricerca sui modelli svolta presso l'ISMES, partendo da un ruolo passivo di verifica – e quindi ponendosi come puro sostituto di un calcolo analitico necessariamente approssimato – assunse un ruolo attivo proprio mostrando i punti strutturalmente deboli del progetto e cercando di ottimizzarli, attraverso prove successive consapevoli dei risultati precedenti. Bisogna ricordare inoltre, come per gli altri casi, che il ricorso alla modellazione strutturale costituiva per Nervi – in quanto presidente dell'ISMES – una solida garanzia sia per se stesso sia per la committenza, nonché, dato il numero dei modelli realizzati, una risorsa utile al sostentamento delle attività dell'Istituto.

Il decorso delle vicende sperimentali mette però in luce un ulteriore aspetto, legato ai profondi mutamenti che stavano interessando il panorama dell'analisi strutturale. Nonostante la Municipalità di San Francisco abbia poi richiesto ulteriori indagini, i quattro modelli fatti in Italia confermarono in pieno la validità scientifica dell'operato dell'ISMES, soprattutto rispetto allo studio delle azioni dinamiche in campo sismico, proprio il tema più cocente sul suolo californiano. Ne è prova il fatto che sia la verifica condotta sul *three dimensional space truss* elaborato da Robinson nel 1966, sia l'ulteriore disamina condotta da Baron, Clough e Sedgwick si siano basate sui dati prodotti a Bergamo, e che la loro approfondita verifica abbia nel complesso dato ragione a Nervi: la comparazione dei risultati ottenuti dimostrò infatti la "sanità" dell'opera, pur proponendo qualche garanzia ulteriore come l'aggiunta (forse superflua) di alcune travi in acciaio nella struttura in cemento armato.

Partendo da queste considerazioni, i modelli strutturali della Cattedrale possono allora essere letti come l'apice del bagaglio scientifico nel campo delle grandi strutture di edifici acquisito lungo i circa trent'anni di attività della Scuola forgiata da Danusso, sia per il loro numero sia per la quantità di temi toccati: dall'analisi in campo elastico a quella oltre le condizioni effettive di esercizio fino a rottura, dalle prove in galleria del vento (grazie al prezioso appoggio delle strutture del Politecnico di Torino, sempre sotto il controllo di Oberti) fino al calcolo delle azioni sismiche sull'edificio. Tuttavia, i tempi stavano rapidamente cambiando: gli innovativi procedimenti di analisi sviluppati dagli ingegneri californiani saranno proprio quelli che decreteranno il declino dei metodi in cui primeggiava l'ISMES, e per riflesso anche del *modus operandi* nerviano. Di lì a poco infatti, in molti settori il computer e il calcolo agli elementi finiti andranno progressivamente a sostituire i modelli "tangibili" in scala ridotta, nettamente più onerosi rispetto a quelli virtuali: i nuovi orizzonti dell'ingegneria indicavano anche il tramonto della stagione d'oro della modellazione strutturale.

–1. Cfr. T. Iori, *I pilastri di Nervi*, in C. Andriani (a cura di), *Le forme del cemento. Plasticità*, Gangemi, Roma 2008, pp. 66-73. Cfr. anche P.L. Nervi, *Aesthetics and Technology in Building*, Harvard University Press, Cambridge 1965 (trad. ingl. di R. Einaudi), p. 37.

–2. Cfr. J.P. Gaffey, *The Anatomy of Transition: Cathedral-Building and Social Justice in San Francisco, 1962-1971*, "The Catholic Historian Review", vol. 70, n. 1, Catholic University of America Press, gennaio 1984, pp. 45-73; M.L. Clausen, *Spiritual Space. The Religious Architecture of Pietro Belluschi*, University of Washington Press, Seattle and London, 1992, pp. 126-135; *Monumental Cathedral for the Modern Age: Project for San Francisco's New Roman Catholic Cathedral*, "Architectural Forum", n. 3, marzo 1964; *Focus: Controversial Cathedral*, "Architectural Forum", ottobre 1969; *Focus: St. Mary's Cathedral*, "Architectural Forum", dicembre 1970; *St. Mary's Cathedral, San Francisco*, "Architectural Record", settembre 1971, pp. 113-120.

–3. Cfr. A. Bologna, *Pier Luigi Nervi*, cit. alla nota 4 cap. 3, pp. 116-125.

–4. MAXXI-PLN, pacco 70 A, "Corrispondenza St. Mary", lettera di Pietro Belluschi a Pier Luigi Nervi, 26 luglio 1963.

–5. Cfr. A. Temko, *S. F.'s New Cathedral: A Critical Essay*, "San Francisco Chronicle", 15 giugno 1963. Temko si scagliò in particolare contro la decisione di affidare il progetto ad architetti poco più che sconosciuti: «Although... McSweeney is an astute manufacturer of the kind of high-rise apartment buildings which now disfigure large areas of San Francisco, one cannot possibly associate his name with a single significant piece of modern architecture». Il dibattito si allargò anche oltre oceano: «San Francisco is probably the most articulate of American communities – and it certainly has much to lose, so beautiful a city it is, if the new cathedral should prove to be another piece of triviality», "The Tablet" (London), CCXVIII, 29 febbraio 1964, 239. Cfr. anche J.P. Gaffey, *The Anatomy of Transition*, cit. alla nota 2, p. 50.

–6. «To take the place of 71-year old St. Mary's Cathedral ... the new church will form the focus of the city's first redevelopment in the Western Addition area. As such, its design was open to review and approval by the San Francisco Redevelopment Agency, which, since 1959, has had a policy of granting the sale of land in redevelopment areas only after approval of the design of structures and their landscaping proposed for those sections. Agency executive director M. Justin Herman states that, in the case of the new cathedral, "both the problem and the magnificent opportunity were beyond our ordinary staff resources and we arranged with Archbishop Joseph T. McGucken for the appointment of an advisory panel to consult with and advise the church's architects as well as the

agency". Named to the panel were Architect Thomas H. Creighton, Landscape Architect Thomas D. Church, and Art Professor Richard O'Hanlon» (*Powerful Cathedral for San Francisco*, "Progressive Architecture", vol. XLV, n. 3, marzo 1964, p. 69).

–7. *Saint Mary's Cathedral, San Francisco*, "Architectural Record", settembre 1971, pp. 113-120, p. 114. Per una panoramica sulle chiese di Belluschi cfr. M.L. Clausen, *Spiritual Space*, cit. alla nota 2. Belluschi era già stato contattato preventivamente dall'architetto John Carl Warnecke nel gennaio 1963, che gli comunicò il piano di ricostruire la Cattedrale. Cfr. *ibidem*, p. 126.

–8. Belluschi in realtà inizialmente ebbe qualche esitazione ad accettare tale ruolo. Si veda MAXXI-PLN, pacco 70 A, "Corrispondenza St. Mary", lettera di P. Belluschi a P. L. Nervi, 26 luglio 1963. Cfr. anche J. P. Gaffey, *The Anatomy of Transition*, cit. alla nota 2, pp. 54-55.

–9. I rapporti tra Nervi e Belluschi sono stati esplorati da A. Bologna, *Pier Luigi Nervi*, cit. alla nota 4 cap. 3.

–10. Sembra che sia il nome di Nervi sia quello di Belluschi furono suggeriti a McGucken da padre Godfrey Diekmann della St. John Benedictine Abbey a Collegeville in Minnesota (1954-1958), che era stato coinvolto nell'affidamento del progetto della chiesa locale a Marcel Breuer, costruita tra il 1954 e il 1958. Cfr. M.L. Clausen, *Spiritual Space*, cit. alla nota 2; J.P. Gaffey, *The Anatomy of Transition*, cit. alla nota 2, pp. 51-52. Diekmann conosceva Belluschi, in quanto l'italiano aveva fatto parte della rosa dei progettisti tenuti in considerazione prima della scelta di Breuer, e anche Nervi, che aveva preso parte, seppur marginalmente, al progetto per la St. John Abbey.

–11. Cfr. S. Pace, *Cattedrale di Saint Mary. 1963-1971*, in C. Olmo, C. Chiorino (a cura di), *Pier Luigi Nervi*, cit. alla nota 8 cap. 1, pp. 186-191.

–12. Nervi aveva conosciuto Ciampi nel 1956 all'Università di Raleigh, North Carolina, dove l'ingegnere aveva tenuto una serie di conferenze.

–13. Cfr. S. Pace, *Cattedrale di Saint Mary*, cit. alla nota 11. Cfr. anche MAXXI-PLN, pacco 72 A, cart. "Arch. Ciampi. Oakland Municipal Museum & Cattedrale San Francisco".

–14. Cfr. MAXXI-PLN, pacco 70 A, "Corrispondenza St. Mary", lettera di Pietro Belluschi a Pier Luigi Nervi, 26 luglio 1963.

–15. «At that time I thought that the technique of placing precast sections together, on which Nervi had had so much experience, would be a good way to proceed. So I asked that he be our structural consultant» (*Pietro Belluschi Interviews*, interviste di M.L. Clausen, 1983, "Northwest Oral History Project", n. 12, Archives of American Art, Smithsonian Institution, Washington D.C. 1983).

–16. Si veda MAXXI-PLN, pacco 70 A, "Corrispondenza St. Mary", lettera di P. Belluschi a P. L. Nervi, 26 luglio 1963.

–17. La mostra si svolse a partire dal 12 maggio 1961. Cfr. *Pier Luigi Nervi. Space and Structural Integrity*, San Francisco Museum of Art, San Francisco CA 1961.

–18. Si vedano gli schizzi pubblicati in *Saint Mary's Cathedral, San Francisco*, cit. alla nota 2, p. 114.

–19. MAXXI-PLN, pacco 70 A, “Corrispondenza St. Mary”, lettera di P. Belluschi a J. T. McGucken, 12 novembre 1963.

–20. Ne è prova appunto la lettera appena citata.

–21. *Saint Mary's Cathedral*, cit. alla nota 2, p. 116.

–22. Cfr. *ibidem*, p. 114. Gli schizzi originali, datati settembre 1963, sono conservati presso la Syracuse University (NY) negli Stati Uniti.

–23. *Ibidem*.

–24. Cfr. ad esempio Sacra Rituum Congregatio, Istruzione *Inter oecumenici*, 26 settembre 1964, n. 92: AAS 56 (1964) 898. Cfr. anche S. Pace, *Cattedrale di Saint Mary*, cit. alla nota 11.

–25. MAXXI-PLN, pacco 70 A, “Corrispondenza St. Mary”, lettera di Pietro Belluschi a Pier Luigi Nervi, 9 dicembre 1963.

–26. Belluschi confessa questi debiti sia privatamente a Nervi, sia su diverse pubblicazioni (una per tutte: *Saint Mary's Cathedral*, cit. alla nota 2, p. 116).

–27. Cfr. Y. Tsuboi, R. Nasukawa, *Hyperbolic Paraboloidal Shell Structure for Tokyo Roman Catholic Cathedral*, “Bulletin of IASS”, n. 28, 1966, pp. 37-52.

–28. Eduardo Catalano, nato a Buenos Aires nel 1917, si laurea in architettura nel 1940. Dopo qualche anno di pratica professionale, durante i quali vince alcuni premi in concorsi nazionali, riceve una borsa di studio dall'Institute of International Education per l'Università della Pennsylvania e quella di Harvard, dove conseguirà altre due lauree rispettivamente nel 1944 e nel 1945. Con il patrocinio del British Council insegna presso l'Architectural Association di Londra nel 1951 e l'anno successivo è nominato professore di architettura alla School of Design di Raleigh (University of North Carolina). Pietro Belluschi, preside della Scuola di Architettura del M.I.T., lo invita come docente nel 1956. Al M.I.T. Catalano insegnerà nel Graduate Program fino al 1977. Da questa data egli lascerà la carriera universitaria per dedicarsi completamente alla ricerca scientifica. Tra i suoi progetti più significativi si ricordano: il progetto per lo Stadio di Santa Maria nel North Carolina (1952); la sua residenza nel North Carolina (1954); il piano per la città di Gandhinagar in India (1958); il Centro studentesco del M.I.T. a Cambridge (1962); una torre di 30 piani per il M.I.T. (1964); la Scuola di Musica Juilliard a New York (1968); il progetto per la Mensa del M.I.T. (1968); la Charleston Library (1968); il Centro governativo del North Carolina (1969); il Centro civico di Springfield (1969); l'Ambasciata degli

Stati Uniti a Buenos Aires (1971); il Centro civico di Portland (1973).

–29. La Raleigh House (1953-1955) è caratterizzata da una copertura formata da un guscio a doppia curvatura a paraboloido iperbolico della luce di 28 metri. Questo era composto da tre strati di assicelle di legno aventi spessore complessivo di 5,5 centimetri. Il guscio è incernierato su contrafforti collegati da cavi postesi, con la funzione di minimizzare gli spostamenti orizzontali generati dai carichi.

–30. Cfr. E. Catalano, *Two Warped Surfaces*, “The Student Publications of the School of Design”, vol. 5, n. 1, 1955; id., *Structures of Warped Surfaces*, “The Student Publications of the School of Design”, vol. 10, n. 1, Raleigh, NC, 1960. Cfr. anche C. Gubitosi, A. Izzo, *Eduardo Catalano. Buildings and Projects*, Officina Edizioni, Roma 1978, catalogo della mostra organizzata dall'Istituto di Analisi architettonica, Facoltà di Architettura di Napoli e dall'Azienda Autonoma di Soggiorno e Turismo di Napoli, febbraio 1978.

–31. Nervi e Catalano erano stati entrambi coinvolti, in diversa maniera, nelle vicende relative al Piano per l'Università di Tucumán, e i loro rapporti si erano intensificati con la frequentazione di Nervi dell'Università di Raleigh. L'inizio del rapporto tra Nervi e l'Università di Raleigh risale al 1954, probabilmente grazie ai contatti con Giulio Pizzetti, suo amico che insegnava lì. Cfr. P.L. Nervi, *Considerations for a curriculum*, “The Student Publications of the School of Design”, North Carolina State College, Raleigh (NC), vol. 4, n. 2, 1954, pp. 3-6. Catalano aveva anche dedicato all'ingegnere italiano un progetto nel 1956; cfr. “Omaggio a Pier Luigi Nervi”, solaio a pannelli bidirezionali per una sala da esposizione con luce di 20 metri e altezza di 10 metri, 1956, in C. Gubitosi, A. Izzo, *Eduardo Catalano*, cit. alla nota 30.

–32. La visita a Roma dell'arcivescovo coincide con la seconda sessione del Concilio Vaticano II, al quale egli prese parte. Il modello presenta gli elementi a paraboloido iperbolico, poggiati su quattro grandi pilastri a tronco di piramide rovesciata, in una versione ancora piuttosto rigida.

–33. M.A. Chiorino, *Gustavo Colonnetti, uno dei padri fondatori della scienza delle costruzioni, la biblioteca di Pollone e la cultura architettonica italiana*, “Casabella”, n. 794, ottobre 2010, p. 94.

–34. Cfr. F. Candela, *Notes for history*, cit. alla nota 206 cap. 3.

–35. F. Candela, *Toward a New Philosophy of Structures*, “The Student Publications of the School of Design”, North Carolina State College, Raleigh (NC), n. 3, 1954; id., *Structural Digressions Around Style in Architecture*, “The Student Publications of the School of Design”, North Carolina State College, Raleigh (NC), vol. V, n. 1, 1954.

–36. Una generosa documentazione fotografica è contenuta in *Félix Candela arquitecto*, cit. alla nota 206 cap. 3 e in J.I. del Cueto Ruiz-Funes, M. Lam-

bie (a cura di), *Félix Candela 1910-2010*, cit. alla nota 206 cap. 3.

–37. Cfr. F. Del Pozo, *Experimental Studies and Test of Models, General Report*, “Bulletin of IASS”, n. 42, giugno 1970, pp. 34-35.

–38. Cfr. P. Cassinello (a cura di), *Félix Candela. Centenario 2010*, cit. alla nota 71 cap. 1.

–39. A. M. Haas, A. L. Bouma (a cura di), *RILEM/IASS Symposium*, cit. alla nota 205 cap. 3. Negli atti del convegno sono pubblicate diverse relazioni aventi come oggetto lo studio di strutture a paraboloido iperbolico: R.E. Rowe, *Tests on four types of hyperbolic shells*; P.J. Brennan, *Experimental studies of hyperbolic paraboloid structures under static and dynamic loads*; L.G. Booth, P. B. Morice, *A preliminary study of the wind pressure distribution on hyperbolic paraboloid roofs*; A. Hergenröder, H. Rüsck, *Recent findings in the testing of models* eccetera.

–40. Cfr. M. Kawaguchi, *Yoshikatsu Tsuboi. Distinguished Researcher, Warmhearted Teacher and Talented Structural Designer*, “International Journal of Space Structures”, vol. 21, n. 1, marzo 2006, pp. 31-41.

–41. Y. Tsuboi, R. Nasukawa, *Hyperbolic Paraboloidal*, cit. alla nota 27.

–42. Cfr. anche Y. Tsuboi, M. Kawaguchi, *Design of a Concrete Shell Roof Structure in the Shape of an Inverted Cylinder*, in *World Conference on Shell Structures*, Atti del convegno a San Francisco (1-4 ottobre 1962), National Academy of Sciences - National Research Council, Washington D.C. 1962, pp. 369-378; Y. Tsuboi, M. Kawaguchi, *Design Problems of a Suspension Roof Structure - Tokyo Olympic Swimming Pools*, “Report of the Institute of Industrial Science”, Tokyo, The University of Tokyo, novembre 1965, vol. 15, n. 2.

–43. Cfr. Y. Xenakis, *The Architectural Design of Le Corbusier and Xenakis*; C.G.J. Vreedenburgh, *The Hyperbolic-Paraboloidal Shell and its Mechanical Properties*; A.L. Bouma, F.K. Ligtenberg, *Model Tests for Proving the Construction of the Pavilion*; H.C. Duyster, *Construction of the Pavilion in Prestressed Concrete*, in *The Philips Pavilion at the 1958 Brussels World's Fair*, “Philips Technical Review”, n. 20, 1958, pp. 1-36. Cfr. anche J. Petit (a cura di), *Le Corbusier. Le Poème Électronique*, Ed. De Minuit, Paris 1958.

–44. C. Olmo, *Eduardo Torroja and his influence on the imaginaries of the architecture of the twentieth century*, in F. Levi, M.A. Chiorino, C. Bertolini Cestari, *Eduardo Torroja*, cit. alla nota 42 cap. 1, p. 59 (traduzione mia).

–45. MAXXI-PLN, pacco 70 A, “Corrispondenza St. Mary”. Si veda la corrispondenza conservata relativa al mese di dicembre 1963.

–46. *Ibidem*, lettera di P. L. Nervi a P. Belluschi, 8 gennaio 1964.

–47. Cfr. P. Desideri, P.L. Nervi jr., G. Positano (a cura di), *Pier Luigi Nervi*, cit. alla nota 236 cap. 3, pp. 188-191. «As a matter of fact, he had done a

cathedral design in Australia, I think, and he had three arches, three or four arches, filled with large windows. And you know, I told him, “We don't want anything like that because of the enormous amount of light and glare coming from such large windows, which would also destroy the sense of enclosure and intimacy.” I wanted to have stained-glass windows, with the light coming from above as well as from the sides in limited amounts» (*Pietro Belluschi Interviews*, cit. alla nota 15).

–48. MAXXI-PLN, pacco 70 A, “Corrispondenza St. Mary”, *Accordo fra Pier Luigi Nervi e McSweeney, Ryan & Lee*, 23 dicembre 1963.

–49. Cfr. ad esempio *ibidem*, lettera di Pier Luigi Nervi a Pietro Belluschi, 8 gennaio 1964. Cfr. anche S. Pace, *Cattedrale di Saint Mary*, cit. alla nota 11.

–50. MAXXI-PLN, pacco 70 A, “Corrispondenza St. Mary”, lettera di Pier Luigi Nervi a Pietro Belluschi, 8 gennaio 1964. Ovviamente Nervi esagera. Sicuramente egli conosceva almeno l'attività pionieristica di Torroja che era già attivo in questo campo dagli anni Trenta.

–51. «In questa circostanza venne in un primo tempo deciso dal Committente americano di far eseguire lo studio sperimentale della struttura al Massachusetts Institute of Technology che viceversa fu affidata all'ISMES dopo una visita effettuata a Bergamo dal Prof. Belluschi, Preside della Facoltà di Architettura di quell'Istituto» (P.L. Nervi, *Contributo italiano*, cit. alla nota 90 cap. 1, p. 6).

–52. MAXXI-PLN, pacco 70 A, “Corrispondenza St. Mary”, lettera di Pier Luigi Nervi a Pietro Belluschi, 6 marzo 1964.

–53. *Ibidem*, lettera di Pier Luigi Nervi a Joseph T. McGucken, 31 marzo 1964.

–54. Diverse riviste riportarono la notizia della presentazione del progetto, pubblicando le foto del modello. Cfr. *Powerful Cathedral*, cit. alla nota 6, p. 69 e *Monumental Cathedral*, cit. alla nota 2, pp. 11-13.

–55. *Ibidem*, p. 11.

–56. Si vedano MAXXI, Fondo PLN, pacco 70 A, “Corrispondenza St. Mary”, lettera dello Studio Nervi a Enzo Lauletta, 10 marzo 1964 e lettera di Enzo Lauletta allo Studio Nervi, 13 marzo 1964.

–57. ISMES, ACS 343, *Cattedrale di San Francisco: relazione sulle prove statiche eseguite sul modello preliminare*, pratica n. 436, agosto 1964.

–58. In un primo momento Nervi sceglie la scala 1:50. Cfr. MAXXI, Fondo PLN, pacco 70 A, “Corrispondenza St. Mary”, lettera di Pier Luigi Nervi a Enzo Lauletta, 10 marzo 1964.

–59. L'attrezzatura di misura era composta da estensimetri meccanici del tipo “Huggenberger A” su base 50 mm e da estensimetri elettrici “Huggenberger” su base 10 mm. Per consentire la compensazione degli errori di misura, nel corpo della “vela” gli estensimetri furono montati sempre a rosetta in quattro direzioni, mentre in corrispondenza delle nervature furono necessariamente



te montati isolati. Le caratteristiche meccaniche dei materiali utilizzati per confezionare il modello furono controllate – come d'abitudine – attraverso esperienze preliminari su provini, ottenendo un valore  $E = 60.000 \text{ kg cm}^{-2}$  per il modulo di Young e coefficiente di Poisson  $\nu = 0,3$ . Dalle proprietà meccaniche di questo impasto si ottenne quindi un modello atto a funzionare esclusivamente in campo elastico. A modello costruito furono saturati i due parametri adimensionali indipendenti che caratterizzano la similitudine statica in campo elastico lineare, essendo definiti i rapporti  $\lambda = L_r / L_m$  fra le lunghezze e  $\zeta = E_r / E_m$  tra le forze di superficie (ad esempio fra i moduli di Young). In funzione di tali rapporti  $\lambda$  e  $\zeta$  fu perciò definita la similitudine di tutte le altre grandezze aventi dimensioni che intervenivano nel problema. In particolare, al fine di riprodurre i carichi normali, i carichi applicati sul modello furono dimensionati in base ai rapporti  $\gamma = \zeta / \lambda$  (per il peso proprio) e  $p = \zeta$  (per il carico tipo vento): in questo modo le deformazioni unitarie sul modello sarebbero risultate identiche a quelle reali, mentre gli sforzi sarebbero stati riprodotti in scala  $\zeta$ .

–60.  $K =$  rapporto tra carico normale e carico di sperimentazione;  $E =$  modulo di Young del calcestruzzo reale posto uguale a  $300.000 \text{ kg cm}^{-2}$ ;  $\nu =$  coefficiente di Poisson posto uguale a  $0,3$ . In ogni rosetta la misura orizzontale fu effettuata lungo un segmento della retta orizzontale (generatrice della rigata) passante per il centro della rosetta stessa, mentre le altre tre misure furono effettuate sulla superficie della vela in direzioni inclinate con buona approssimazione di  $\pm \pi/4$  e  $\pi/2$  rispetto all'orizzontale. Il massimo errore assoluto possibile degli sforzi al reale a carico normale risultò essere dell'ordine di  $\pm 2 \text{ kg cm}^{-2}$ . Qualora il calcestruzzo della struttura reale avesse presentato un modulo di Young  $E'$  differente da quello supposto  $E$  durante le prove sperimentali, gli sforzi ottenuti dal modello sarebbero rimasti invariati, mentre le deformazioni sarebbero state alterate secondo il rapporto  $E / E'$ .

–61. Per un approfondimento sull'attività di Lauletta si veda C.M. Kovšča (a cura di), *Enzo Lauletta*, cit. alla nota 113 cap. 3.

–62. E. Lauletta, *Statics of Hyperbolic Paraboloidal Shell Studied by Means of Models*, in A. M. Haas, A. L. Bouma (a cura di), *RILEM/IASS Symposium*, cit. alla nota 205 cap. 3, pp. 47-57.

–63. Un particolarissimo caso italiano di paraboloido iperbolico, realizzato non in cemento armato ma attraverso un'orditura di profili metallici, è quello della Biblioteca "Benedetto Croce" di Pollone, vicino a Biella, che fu progettata da Leonardo Mosso con l'insolito contributo di Gustavo Colonnati, nelle vesti di committente e di consulente. Cfr. G. Neri, *Leonardo Mosso e la biblioteca Benedetto Croce a Pollone*, "Casabella", n. 794, ottobre 2010, pp. 87-93.

–64. Tra le altre pubblicazioni di Lauletta sull'ar-

gomento si ricorda: E. Lauletta, *Osservazioni sulla statica delle volte sottili a paraboloido iperbolico*, "I Quaderni ISMES", 1967, n. 35.

–65. Cfr. C.M. Kovšča (a cura di), *Enzo Lauletta*, cit. alla nota 113 cap. 3.

–66. MAXXI-PLN, pacco 70 A, "Corrispondenza St. Mary", lettera da Pier Luigi Nervi a Joseph T. McGucken, 12 maggio 1964.

–67. *Ibidem*.

–68. Leonard F. Robinson, laureatosi in ingegneria civile presso l'Università della California a Berkeley nel 1942, svolgeva la libera professione nel suo studio "L. F. Robinson & Associates – Structural Engineers" al numero 80 di Stonestown a San Francisco, California.

–69. Cfr. MAXXI-PLN, pacco 70 A, "Corrispondenza St. Mary", lettera di MSRL a Pier Luigi Nervi, 20 aprile 1964. L'altezza finale della Cattedrale sarà di 191 piedi (58,2 metri), cioè di 31 piedi maggiore a quanto consentito dal regolamento citato da MSRL, che appunto stabiliva l'altezza massima a 160 piedi.

–70. *Ibidem*.

–71. *Ibidem*, lettera di Joseph T. McGucken a Pier Luigi Nervi, 15 maggio 1964.

–72. *Ibidem*, lettera da Guido Oberti a Joseph T. McGucken, 6 agosto 1964.

–73. Originariamente il modello fu pensato in scala 1:25 ma Nervi ritenne necessario portarlo alla scala 1:15. Il maggior costo che comportò tale variazione fu completamente sostenuto dall'ISMES, mantenendo inalterato il preventivo. Si veda *ibidem*, lettera di Guido Oberti a Joseph T. McGucken, 6 agosto 1964.

–74. A questo numero si avvicina solo la serie di sperimentazioni fatte per la Tour de la Bourse di Montreal, descritta nel capitolo precedente.

–75. Cfr. ISMES, ACS 352, *Prove aerodinamiche sul modello della Cattedrale di San Francisco*, pratica n. 449, ottobre 1964. Cfr. anche IMAMAG, fasc. 517, Class. 1.4.1.3.1.2, "Rilievo pressioni sul modello di chiesa a San Francisco per ISMES - Bergamo", 1964.

–76. Cfr. MAXXI-PLN, pacco 70 A, "Corrispondenza St. Mary", lettera da Enzo Lauletta a Pier Luigi Nervi, 25 settembre 1964.

–77. Cfr. IMAMAG, fasc. 517, Class. 1.4.1.3.1.2, "Rilievo pressioni sul modello di chiesa a San Francisco per ISMES - Bergamo", 1964.

–78. ISMES, ACS 352, *Prove aerodinamiche*, cit. alla nota 75.

–79. MAXXI-PLN, pacco 70 A, "Corrispondenza St. Mary", lettera da Pier Luigi Nervi a Pietro Belluschi, 30 settembre 1964.

–80. Parte dei disegni per il modello in scala 1:15 sono conservati a Roma: MAXXI-PLN, pacco 72 A.

–81. ISMES, ACS 393, *Cattedrale di San Francisco: relazione sulle prove di peso proprio sul grande modello cementizio*, pratica n. 486, luglio 1965.

–82. Cfr. ISMES, ACS 46, *Esperienze*, cit. alla

nota 70 cap. 2; ACS 62, *Relazione di laboratorio*, cit. alla nota 75 cap. 2.

–83. Cfr. MAXXI-PLN, faldone [Corrispondenza] "4 agosto 1964-21 febbraio 1965", lettera da Pier Luigi Nervi a Joseph T. McGucken, 22 ottobre 1964. La visita all'ISMES venne fissata per il 28 ottobre.

–84. Queste risulterono essere: modulo di Young  $E = 240.000 \text{ cm}^{-2}$ ; carico di rottura a compressione  $\sigma_c = 380 \text{ cm}^{-2}$ . Le caratteristiche dell'acciaio di armatura erano le seguenti: modulo di Young  $E_m = 21.000 \text{ kg mm}^{-2}$ ; carico di snervamento a trazione  $\sigma_{sn} = 50 \text{ kg mm}^{-2}$ ; carico di rottura a trazione  $\sigma_{rt} = 75 \text{ kg mm}^{-2}$ ; allungamento a rottura su 10 diametri  $A_r = 16 \%$ . «Esperienze a flessione su lastre nervate a losanga, confezionate con materiali identici a quelli del modello e di dimensioni identiche a quelle della cupola del modello per ciò che riguarda gli spessori e pari a quelle medie del modello per le dimensioni delle losanghe, hanno fornito i momenti di rottura  $M_{r1} = 25 \text{ kgm} \cdot \text{m}^{-1}$  e  $M_{r2} = 95 \text{ kgm} \cdot \text{m}^{-1}$  per asse-momento rispettivamente parallelo e normale alla diagonale maggiore delle losanghe» (ISMES, ACS 393, *Cattedrale di San Francisco*, cit. alla nota 81, p. 5).

–85. Tramite estensimetri meccanici "Huggenberger A" su base 75 mm (con amplificazione 1.200) ed estensimetri elettroacustici "Galileo" su base 60 mm (con amplificazione 5.000), montati – dove possibile – a rosetta in quattro direzioni così da permettere un controllo degli errori di misura e facilitare l'identificazione delle microfessure, si misurarono le deformazioni unitarie. Per misurare gli spostamenti vennero invece impiegati comparatori "Compac" e "Borletti" al 1/100 di mm, fissati su un telaio metallico rigido indipendente dalla struttura e dall'attrezzatura di carico. L'attrezzatura di misura globale dei carichi applicati era costituita da manometri di precisione disposti in parallelo sui circuiti idraulici colleganti i martineti e le pompe.

–86. «Sia un modello costruito in scala geometrica  $\lambda$  (rapporto fra le lunghezze) ed in scala meccanica  $\zeta$  (rapporto fra le forze di superficie, cioè ad esempio fra i moduli di Young). Nel caso in cui si adottino per il prototipo ed il modello gli stessi materiali, la scala  $\zeta$  è evidentemente uguale all'unità. Orbene: in via generale un modello costruito in base alle scale meccaniche  $\lambda$  e  $\zeta$  riprodurrà immutate le deformazioni unitarie del prototipo, riprodurrà in scala  $\lambda$  le deformazioni globali ed in scala  $\zeta$  gli sforzi se sarà sottoposto a forze di volume quali quelle prodotte da un peso specifico fittizio  $\gamma_m = \gamma_r \lambda \zeta^{-1}$  e a forze di superficie  $p_m = p_r \zeta^{-1}$ ». ISMES, ACS 393, *Cattedrale di San Francisco*, cit. alla nota 81, p. 7.

–87. Per il peso specifico  $\gamma_r$  del calcestruzzo reale e dei rivestimenti  $p'_r$  della cupola e  $p''_r$  della parte inferiore furono assunti i valori:  $\gamma_r = 2,5 \text{ t m}^{-3}$ ;  $p'_r = 230 \text{ kg m}^{-2}$ ;  $p''_r = 300 \text{ kg m}^{-2}$ .

–88. Per la corretta interpretazione dei risultati ot-

tenuti, nella relazione tecnica si precisa come il cimento effettivo della struttura – da cui dipendevano ad esempio le fessurazioni – fosse quello corrispondente all'intero carico normale, mentre le misure estensimetriche e flessimetriche risultavano essere relative solo ad una quota del carico pari a  $K = 0,86$  volte il carico normale. Cfr. ISMES, ACS 393, *Cattedrale di San Francisco*, cit. alla nota 81, p. 9.

–89. ISMES, ACS 393, *Cattedrale di San Francisco*, cit. alla nota 81, pp. 10-11.

–90. Il carico fu incrementato regolando il cedimento dei punti medi del quadrato di base della cupola secondo un criterio di proporzionalità con i carichi e a partire dal cedimento di 0,6 mm valido per il carico normale a struttura inferiore modificata.

–91. Cfr. MAXXI-PLN, pacco 71 A, *Disegni per il modello elastico consegnati all'Ing. Lauletta in data 25/2/1965*. Cfr. anche nello stesso faldone *Chiariamenti per il modello*, foglio dattiloscritto, in cui lo Studio Nervi tratta alcuni nodi della costruzione del modello elastico.

–92. Spesso la scala dei modelli era condizionata dalle dimensioni standard dei materiali impiegati per il loro confezionamento, ad esempio nel caso del modello delle aviorimesse in scala 1:37,5 e in quello in scala 1:52,8 del Grattacielo di Place Victoria a Montreal.

–93. La scala esatta del nuovo modello è 1:36,89886. Si veda MAXXI-PLN, pacco 70 A, "Corrispondenza St. Mary", lettera dello Studio Nervi a ISMES, 10 febbraio 1965.

–94. Cfr. M.L. Clausen, *Spiritual Space*, cit. alla nota 2, p. 133.

–95. Il comportamento meccanico risultò essere del tipo elastico non lineare, ma con scostamenti dalla linearità assai lievi: «assolutamente trascurabile il creep». Cfr. ISMES, ACS 409, *Cattedrale di San Francisco: esperienze dinamiche su modello elastico*, pratica n. 502, ottobre 1965, p. 5.

–96. ISMES, ACS 409, *Cattedrale di San Francisco*, cit. alla nota 95, e ISMES, ACS 410, *Cattedrale di San Francisco: esperienze statiche su modello elastico*, pratica n. 503, ottobre 1965.

–97. Modulo di Young  $E_m$  pari a circa  $34.000 \text{ kg cm}^{-2}$  (valore medio); coefficiente di Poisson  $\nu$  (ottenuto mediante esperienze su provini a sezione circolare sollecitati a torsione) pari a circa 0,25 (valore medio); peso specifico  $\gamma$  pari a circa  $1,54 \text{ kg dm}^{-3}$ . Per la valutazione del coefficiente di smorzamento furono eseguite esperienze su barrette, che fornirono valori  $\zeta$  pari a circa 0,012 e 0,036 (in frazione dello smorzamento critico); prove a impulso svolte successivamente fornirono il valore  $\zeta$  pari a circa 0,024 rilevato nella fase di oscillazione libera.

–98. In particolare si ebbero: rapporto tra le sollecitazioni  $\epsilon = 10,3$ ; rapporto tra le forze totali (carichi inerziali totali, azioni di taglio eccetera)  $\phi = 14,017$ ; rapporto tra i tempi (periodi propri di oscillazione, caratteristiche di smorzamento

ecc.)  $\tau = 14,7$ . ISMES, ACS 409, *Cattedrale di San Francisco*, cit. alla nota 95, p. 7. A proposito dei rapporti tra le grandezze adimensionali, sulla relazione tecnica si specifica che «il rapporto tra le deformazioni unitarie  $\epsilon_m$  e  $\epsilon_r$  può essere diverso da 1 allorché si opera, come nel nostro caso, esclusivamente in regime elastico; di tale condizione si è tratto profitto per operare a un “carico” arbitrario, conveniente dal punto di vista sperimentale; il riferimento ad altre condizioni di “carico”, più immediatamente significative per il lettore, è stato effettuato a mezzo di una relazione lineare. Il rapporto dei moduli di Poisson  $\nu_m$  e  $\nu_r$  è risultato di poco diverso da 1; peraltro tale scostamento dalla regola non si ritiene abbia dato luogo a disturbi staticamente significativi» (ISMES, ACS 409, *Cattedrale di San Francisco*, cit. alla nota 95, p. 8).

– 99. «Lo schema di principio del funzionamento della vibrodina è ben noto. Due dischi ruotano in un piano alla stessa velocità e in senso opposto; gli assi dei dischi sono fissati ad un basamento che è a sua volta rigidamente collegato alla piattaforma su cui è disposto il modello; fissando ai dischi delle masse disposte simmetricamente rispetto al piano di simmetria normale alla retta congiungente i centri dei dischi, dalla composizione delle forze centrifughe risulta una forza  $F = 2 m r \omega^2 \sin \omega t$  agente nel piano di simmetria citato. Il sistema di regolazione della posizione delle masse mobili consente la variazione della forza pulsante generata dalla vibrodina e quindi la regolazione dell'ampiezza dello spostamento impresso al sistema piattaforma-modello. Regolando la velocità di rotazione delle masse stesse si ottiene la regolazione della frequenza delle oscillazioni: con una modifica al sistema di trasmissione si è coperta la gamma di frequenze 10-100 Hz. Cioè la gamma che le prove ad impulsi (cfr. tav. 2) avevano segnalato come significativa. Il fissaggio della vibrodina alla piattaforma è stato eseguito così da portare la retta d'azione della forza F a passare per il baricentro delle forze d'inerzia relative al sistema oscillante» (ISMES, ACS 409, *Cattedrale di San Francisco*, cit. alla nota 95, pp. 8-9).

– 100. L'attrezzatura di misura era composta da estensimetri incollati al modello per la misura delle deformazioni unitarie locali, e da captatori a induzione a montaggio inerziale per la misura degli spostamenti. In questo modo fu possibile valutare simultaneamente le ampiezze e le fasi delle grandezze sotto osservazione.

– 101. La frequenza variava da 15 a 100 Hz (da 1 a 7 Hz al reale).

– 102. ISMES, ACS 409, *Cattedrale di San Francisco*, cit. alla nota 95, p. 15.

– 103. ISMES, ACS 410, cit. alla nota 96.

– 104. Per la misurazione degli spostamenti si usarono ancora comparatori “Compac” e “Borletti” al 1/100 di mm, fissati a un telaio metallico rigido indipendente. Estensimetri elettrici “Huggenberger A”, montati a rosetta in tre direzioni dove con-

sentito, servirono per misurare le deformazioni unitarie.

– 105. Cfr. ISMES, ACS 409, *Cattedrale di San Francisco*, cit. alla nota 95, p. 7.

– 106. Nervi si riferisce qui al grande modello cementizio. MAXXI-PLN, pacco 70 A, “Corrispondenza St. Mary”, lettera di Pier Luigi Nervi a Guido Oberti, 27 gennaio 1965.

– 107. *Ibidem*, lettera di P. L. Nervi a P. Belluschi, 24 febbraio 1965.

– 108. *Ibidem*, lettera di Pier Luigi Nervi a Pietro Belluschi, 24 febbraio 1965.

– 109. Il 15 febbraio infatti Nervi scrive all'ISMES riassumendo quanto personalmente constatato in una sua recente visita all'istituto e indica come proseguire le ricerche. Cfr. *ibidem*, lettera di P.L. Nervi all'ISMES, 15 febbraio 1965.

– 110. Cfr. MAXXI-PLN, faldone [Corrispondenza] “4 agosto 1964-21 febbraio 1965”, lettera da Pier Luigi Nervi a ISMES, 10 settembre 1964.

– 111. MAXXI-PLN, pacco 70 A, “Corrispondenza St. Mary”, lettera da Pier Luigi Nervi a Joseph T. McGucken, 15 marzo 1965.

– 112. *Ibidem*, lettera da Pier Luigi Nervi a Pietro Belluschi, 14 aprile 1965.

– 113. *Ibidem*, lettera da Pier Luigi Nervi a Pietro Belluschi, 7 aprile 1965.

– 114. *Ibidem*, lettera da Pier Luigi Nervi a Pietro Belluschi, 10 giugno 1965.

– 115. *Ibidem*, lettera da Pier Luigi Nervi a Joseph T. McGucken, 23 giugno 1965.

– 116. *Ibidem*, lettera da Pier Luigi Nervi a Pietro Belluschi, 28 luglio 1964. Si veda anche *ibidem*, lettera di Pier Luigi Nervi a Joseph T. McGucken, 23 giugno 1965.

– 117. *Ibidem*, lettera da Pier Luigi Nervi a Joseph T. McGucken, 14 aprile 1965.

– 118. *Ibidem*, lettera da Angus McSweeney a Joseph T. McGucken, 20 luglio 1965.

– 119. Cfr. *ibidem*, lettera da Angus McSweeney a Joseph T. McGucken, 20 luglio 1965.

– 120. Cfr. *ibidem*, lettera da Pier Luigi Nervi a Joseph T. McGucken, 21 luglio 1965.

– 121. Cfr. *ibidem*, lettera da Enzo Lauletta a Studio Nervi, 28 luglio 1965 e *ibidem*, lettera da Enzo Lauletta a Studio Nervi, 5 novembre 1965. Il 5 novembre 1965 l'ISMES chiese a McSweeney l'ultima quota di 4.700 US\$ a saldo delle loro prestazioni.

– 122. Cfr. *ibidem*, lettera da Leonard F. Robinson a Pier Luigi Nervi, 20 ottobre 1965.

– 123. «Any such thin shell can be analyzed by choosing a pattern of points in the shell and connecting them with straight members so as to form a network of triangles. Sufficient points should be selected so that the angles between the members and the true surface at the joints are small – say five degrees. The volume of material in the shell is concentrated in the members so that the cross-sectional area of each member approximately equals the cross-sectional area of the

portion of the shell it represents. The resulting network can then be analyzed as an indeterminate three dimensional space truss with all joints assumed hinged in all directions. The loads are concentrated at the joints. The forces transmitted into the supports and boundary members by this truss will be the same as by the shell» (lettera da Leonard F. Robinson al *Review Board*, 7 febbraio 1966, in F. Baron, R.W. Clough, G.A. Sedgwick, *Report of the Board Appointed to Review the Structural Design of the proposed Saint Mary's Cathedral*, San Francisco, inedito, 1967, vol. I, pp. 30-31).

– 124. Robinson inviò a Nervi una fotografia in allegato alla lettera con cui lo aggiornava sull'avanzamento della verifica statica in California. Cfr. MAXXI-PLN, pacco 70 A, “Corrispondenza St. Mary”, lettera da Leonard Robinson a Pier Luigi Nervi, 20 ottobre 1965.

– 125. Cfr. L.F. Robinson, *Saint Mary's Cathedral in San Francisco*, in S.J. Medwadowski, W.C. Schnobrich, A.C. Scordelis (a cura di), *Concrete Thin Shells*, Farmington Hills (USA), American Concrete Institute, SP. 28, 1971, pp. 185-192. Il volume raccoglie i contributi presentati al convegno sulle volte sottili svoltosi a New York nell'aprile 1970, organizzato da ACI.

– 126. Cfr. MAXXI-PLN, pacco 73 A, L. F. Robinson, *St. Mary's Cathedral Structural Computations*, s.d., ricevuto dallo Studio Nervi il 18 agosto 1967. Cfr. anche *ibidem*, The Service Bureau Corporation, *St. Mary's Cathedral - San Francisco, California - Computer Analysis by Stress Program for L. F. Robinson and Associates San Francisco*, s.d., 7 fascicoli rilegati con spirale.

– 127. Lettera da Leonard F. Robinson al *Review Board*, 7 febbraio 1966, cit. alla nota 123, pp. 32-34.

– 128. Cfr. MAXXI-PLN, pacco 70 A, “Corrispondenza St. Mary”, lettera da Pietro Belluschi a Pier Luigi Nervi, 19 febbraio 1966.

– 129. *Ibidem*, lettera da Pier Luigi Nervi a Leonard F. Robinson, 26 novembre 1965 (traduzione mia). Cfr. anche *ibidem*, lettera da Pier Luigi Nervi a Leonard F. Robinson, 21 aprile 1967, in cui si legge: «We examined the final project of the St. Mary's Cathedral you sent me ... and the very interesting calculation method you developed with the computer. I sincerely congratulate you. Your study is a real contribution to the constructions science and the correspondence of the results you obtained analytically and those that ISMES' experimental research has given, demonstrate the goodness and efficacy of both the methods».

– 130. Cfr. P.L. Nervi, *Aesthetics and Technology*, cit. alla nota 1, p. 35; MAXXI-PLN, lettera da Mauro Picone a PLN, 17 giugno 1960.

– 131. MAXXI-PLN, pacco 70 A, “Corrispondenza St. Mary”, lettera da Pietro Belluschi a Pier Luigi Nervi, 19 febbraio 1966.

– 132. *Ibidem*, lettera da Pier Luigi Nervi a Pietro Belluschi, 24 febbraio 1966. In realtà, come si è

visto, la questione era già nota ai progettisti dal 1963.

– 133. Lettera da Leonard F. Robinson al *Review Board*, 7 febbraio 1966, cit. alla nota 123, p. 32.

– 134. «Because of the importance of this structure we wish to design the cathedral for more than minimum code requirements, and hereby propose, and will accept as conditions for granting us a variance from section 2303.10 of the code, the following design requirements: 1. Combined stresses resulting from vertical gravity loads plus settlement of one support one inch plus the lateral spreading of supports one inch shall not exceed code working stresses. 2. Combined stresses resulting from the above plus a horizontal seismic force equal to 33 percent of the total weight of the structure applied uniformly throughout the base portion and according to the mode shape of the tower portion (which is roughly triangular in pattern increasing upwards) plus a torsional moment about the vertical axis applied at the top of the structure equal to half of the base shear of the tower times five percent of the width of the tower shall not exceed yield stress for steel and 0.75 f'c for the concrete. 3. Design shall be such that yield stress will occur first in structural steel moment resisting frames arranged substantially as indicated ... so that the entire vertical shear of the tower must pass through these frames. 4. Steel reinforcement in the tower shells shall be designed to resist all of the tensile forces, including 100% of the diagonal tension due to shear. 5. Minimum effective reinforcement for the tower shell shall be 1% in all directions» (L.F. Robinson, relazione tecnica senza titolo del 7 febbraio 1966, in F. Baron, R.W. Clough, G.A. Sedgwick, *Report of the Board*, cit. alla nota 123, pp. 34-35).

– 135. *Ibidem*, p. 36.

– 136. Lettera di L.W. Graham, M.V. Pregnoff, J.E. Rinne a R.C. Levy, 4 marzo 1966, in F. Baron, R.W. Clough, G.A. Sedgwick, *Report of the Board*, cit. alla nota 123, pp. 28-29.

– 137. *Ibidem*, p. 28.

– 138. Cfr. *Experts Approve St. Mary's Design*, “San Francisco Chronicle”, 8 marzo 1966.

– 139. Lettera di L.W. Graham, M.V. Pregnoff, J.E. Rinne a R.C. Levy, 4 marzo 1966, cit. alla nota 136, pp. 28-29.

– 140. Ray W. Clough era un esperto sulla teoria delle vibrazioni transitorie, nonché, come visto in precedenza, una delle figure di riferimento per lo sviluppo del FEM presso l'Università della California a Berkeley. Cfr. MAXXI-PLN, pacco 70 A, “Corrispondenza St. Mary”, traduzione di lettera da Angus McSweeney a Pietro Belluschi, 8 marzo 1966.

– 141. F. Baron, R.W. Clough, G.A. Sedgwick, *Report of the Board*, cit. alla nota 123.

– 142. *Ibidem*, pp. 12-13.

– 143. *Ibidem*, p. 13.

– 144. «The configuration and size of the structure



are such that it is not readily classified according to requirements of the lateral force section of the building code. This is an important structure and it is important to both the Owner and the public that the building shall not suffer major damage from a reasonably predictable earthquake, and that it shall not be a hazard under any foreseeable circumstances» (*ibidem*, p. 9).

– 145. «The “standard” earthquake is assumed to be defined by the acceleration spectrum presented as Fig. 1.21 of U.S. Atomic Energy Commission Report No. TID – 7024 “Nuclear Reactors and Earthquake”. This spectrum was derived (by George Housner) by averaging the normalized acceleration spectra of the two horizontal components of four earthquakes (El Centro 1940, El Centro 1934, Taft 1952, and Olympia 1949). The average of these 8 spectral curves was adjusted to the intensity of the El Centro 1940 earthquake. It is believed that an earthquake of this intensity may be expected in San Francisco only at intervals greater than 100 years» (*ibidem*, p. 43).

– 146. Cfr. *ibidem*, pp. 46-48.

– 147. Per una descrizione dettagliata di questo programma si veda: F. Baron, R.W. Clough, G.A. Sedgwick, *Basis of the Digital Computer Program*, in id., *Report of the Board Appointed to Review the Structural Design of the proposed Saint Mary's Cathedral*, San Francisco, 1967, vol. II, pp. 22-29.

– 148. Alexander C. Scordelis, di origine greca, nacque a San Francisco nel 1923. Ottenne il Bachelor's Degree in Ingegneria civile nel 1948 e il Master's Degree sempre in Ingegneria civile al Massachusetts Institute of Technology nel 1949. Da quest'anno inizierà una brillante carriera presso il Dipartimento di Ingegneria civile dell'Università di Berkeley, diventando Assistan Professor nel 1951, Associate Professor nel 1957 e Professor nel 1962. Nel 1987 fu nominato Byron L. and Elvira E. Nishkian Professor of Structural Engineering, titolo che mantenne fino al pensionamento, nel 1990. Nei quarant'anni della sua carriera, le sue ricerche e la sua attività di consulente hanno fornito un significativo contributo all'analisi e alla progettazione di coperture a guscio di grande luce, di strutture in cemento armato e precompresso, e alla ricerca strutturale su ogni tipo di ponte. Le sue ricerche sulla precompressione, svolte verso la fine degli anni Cinquanta e l'inizio degli anni Sessanta furono particolarmente innovative. Questi studi avviarono una stretta collaborazione con il professor T.Y. Lin, che durò per tutta la sua vita. Ispirato dallo sviluppo del metodo degli elementi finiti per l'analisi delle strutture attraverso il computer, Scordelis fornì un solido contributo all'analisi di grandi strutture in cemento. Tra le numerose opere in cui egli partecipò come consulente si possono ricordare: la prima piattaforma galleggiante in cemento armato al largo della Norvegia; la copertura a paraboloide ellittico per la Oklahoma State Fair Arena; la copertura della Arizona State Fairgroun-

ds Coliseum a Phoenix, la cupola per il Garden State Art Center nel New Jersey; la copertura formata da cavi precompressi del San Juan Coliseum a San Juan, Puerto Rico e appunto la copertura della Cattedrale di San Francisco. Scordelis operò anche come consulente per agenzie statali e federali, come *il Seismic Advisory Board of the California Department of Transportation*, il *Golden Gate Bridge Seismic Instrumentation Advisory Panel* e il *Governor's Board of Inquiry* istituito in seguito al terremoto di Loma Prieta nel 1989, per cui pubblicò nel 1990 il significativo *Competing Against Time*, contributo che trattò il rischio sismico relativo alle autostrade californiane. Scordelis entrò nel 1978 nella National Academy of Engineering, divenne membro onorario della American Society of Civil Engineers (ASCE), membro dell'American Concrete Institute (ACI) e membro onorario dell'International Association for Shell and Spatial Structures (IASS). Tra i numerosi riconoscimenti che egli ottenne si ricordano: la *Torroja Medal* dello IASS, la *Freyssinet Medal* dell'*International Federation for Prestressed Concrete*, l'*Howard Award* e il *Moisseiff Award* dell'ASCE, vinto in tre occasioni.

– 149. Tra i programmi sviluppati da Scordelis negli anni Sessanta per il calcolo di volte in cemento armato presso l'Università di Berkeley ricordiamo: FOLPLOR (1963): Analysis of Folded Plates by Ordinary Theory; FOLPLOR (1963): Analysis of Folded Plates by Elasticity Theory; MULEL (1963): Analysis of Multiple Cylindrical Shells and Folded Plates with Arbitrary Edge Beams; MULTPL (1965): Analysis of Simply Supported Cellular Folded Plate Structures; PRECYL (1965): Analysis of Simply Supported Prestressed Circular Cylindrical Shells Under Uniform Vertical and Dead Load; MUPDI (1966): Analysis of Folded Plates Simply Supported at the Ends with Interior Rigid Diaphragms or Supports; DOME (1968): Analysis of Spherical Domes with or without Edge Ring Beams under Axisymmetric Loads; HYPARP (1968): Analysis of Membrane Stresses in Hyperbolic Paraboloid Shells having a Parallelogram Shape in Plan; HYPARQ (1968): Analysis of Membrane Stresses in Hyperbolic Paraboloid Shells having an Arbitrary Quadrilateral Shape in Plan. Cfr. E. Ramm, *Alex C. Scordelis' great achievements in bridge engineering - From computer programs to the Golden-Gate Bridge retrofit*, in J.F. Abel, J.R. Cooke (a cura di), *Proceedings of the 6<sup>th</sup> International Conference on Computation of Shell and Spatial Structures*, IASS-IACM 2008: “Spanning Nano to Mega”, 28-31 May 2008, Cornell University, Ithaca, NY, USA.

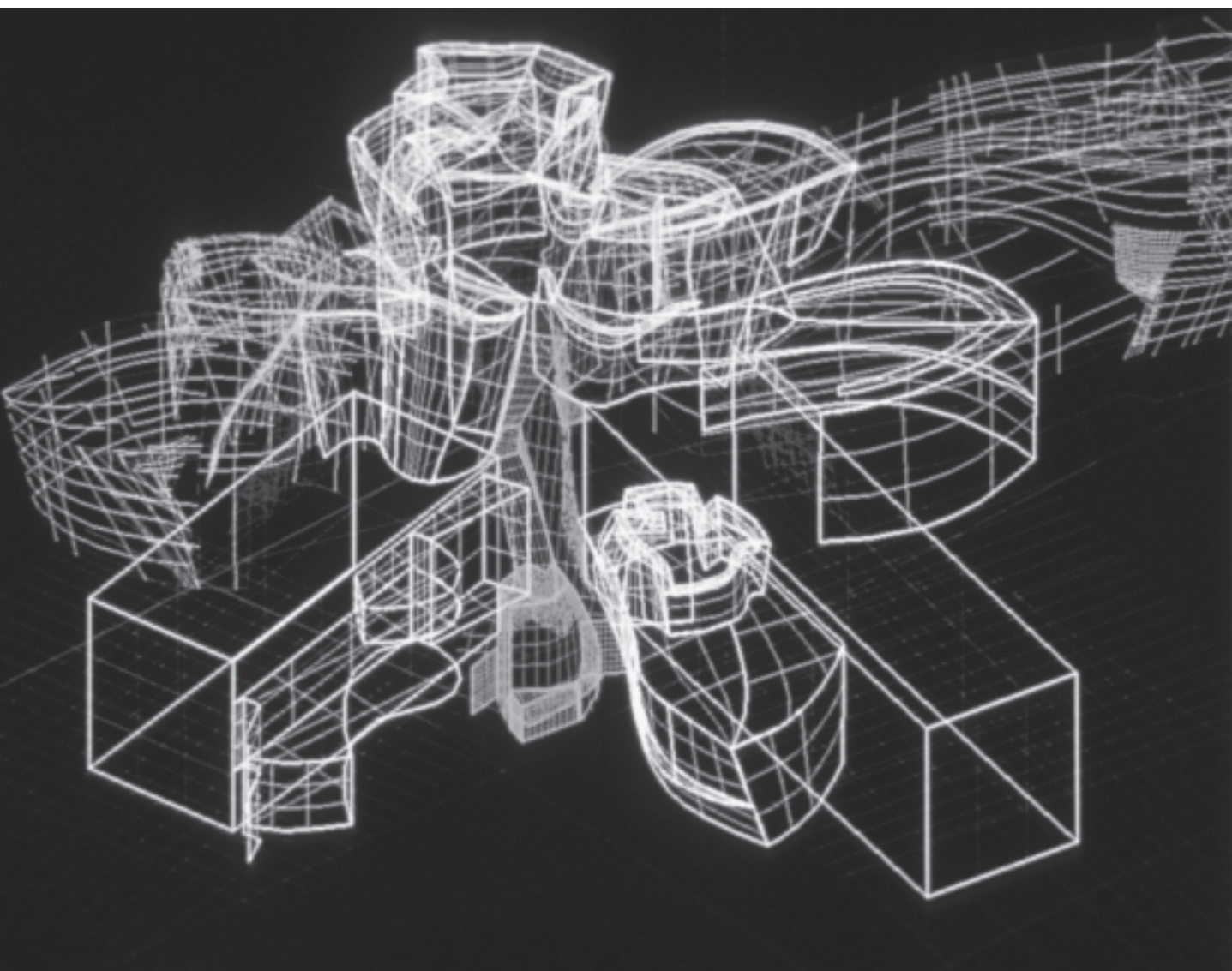
– 150. «The computer program printed out a large volume of numerical data which was used as basis for further studies. Computer runs were made for dead load and for earthquake loadings parallel to a roof beam of the structure. The computer program provided nodal point displacements and

membrane forces for each panel in the shell, and axial forces and bending moments for each rib member and edge member. Because of the varying geometry of a warped surface (as for this shell), considerable computational work is required to investigate any particular stress condition at any particular point in the structure. From the values provided by the computer runs were determined the combined effects of dead load and earthquake in either of the directions parallel to the roof beams or the diagonal axes» (F. Baron, R.W. Clough, G.A. Sedgwick, *Report of the Board*, cit. alla nota 123, vol. I, pp. 14-15).

– 151. *Ibidem*, p. 16.

– 152. I lavori di sbancamento del terreno cominciarono nell'agosto del 1965.

## Dal modello fisico a quello virtuale. Nuovi strumenti e nuovi orizzonti per l'ingegneria strutturale



Modello digitale del  
Guggenheim Museum  
di Bilbao (Gehry  
Technologies - Gehry  
Partners LLP).

Nel 1974 Pier Luigi Nervi lascia la presidenza dell'ISMES a Guido Oberti, mantenendo quella onoraria,<sup>1</sup> e da questa data non farà più ricorso alla modellazione strutturale.<sup>2</sup> Il passaggio di consegne, dipendente anche dall'età avanzata (l'ingegnere ha ormai 82 anni), cela un profondo cambiamento nelle politiche aziendali dell'ISMES, ma soprattutto coincide con un epocale momento di transizione per l'ingegneria strutturale in Italia e nel mondo, e di riflesso anche per lo sviluppo delle tecniche di modellazione.

Nel 1968, dopo una lunga malattia, era scomparso Arturo Danusso, e nel 1971 – anno in cui si celebra il secondo decennio dell'Istituto – si era spento prematuramente Enzo Lauletta, una delle sue menti più brillanti. Come si è visto Nervi aveva raccolto il testimone con entusiasmo e la sua presidenza ebbe buoni effetti sulla prosperità dell'ISMES, che saldò il suo nome alla fama internazionale dell'ingegnere. Oltre a commissionare modelli riferiti ai suoi progetti, Nervi infatti fu anche promotore di varie iniziative coordinate dall'Istituto, tra le quali la fondazione dell'International Center of Earthquake Engineering alla fine degli anni Sessanta, e addirittura tenterà, chiedendo l'appoggio dell'onorevole Giulio Andreotti (casualmente in contatto con Lauletta),<sup>3</sup> di costituire "ISMES-SUD", una filiale da destinare al campo dell'ingegneria antisismica e da impiantare nel Lazio. La *location* proposta, ufficialmente giustificata dall'impossibilità di «aumentare, per mancanza di terreno, i locali di Bergamo»<sup>4</sup> e per il fatto che la vicinanza alle zone più colpite dai sismi (il centro Italia) avrebbe giovato ai progettisti intenti a rispondere alla «recente e più tecnica, regolamentazione per zone sismiche, [che] richiederà, sempre più, indagini teoriche e sperimentali»,<sup>5</sup> sembra anche essere il tentativo di Nervi di gestire più da vicino, dal suo studio romano, il prestigioso Istituto.

L'iniziativa non va in porto e, piuttosto che un allargamento, l'ISMES subisce gradualmente gli effetti di un cambio di rotta già avviato con il passaggio all'Enel all'inizio degli anni Sessanta. Negli anni Settanta a Bergamo si assiste infatti a una ridistribuzione delle competenze, che tende a subordinare il filone della ricerca sui



modelli a vantaggio di settori con un raggio d'azione più esteso. Il volume pubblicato dall'ISMES per festeggiare il secondo decennio, e cioè pressappoco l'intero mandato nerviano (1964-1974), lo mostra con chiarezza: dopo una succinta prefazione di Nervi stesso e alcune pagine *ad memoriam* dedicate ad Arturo Danusso e a Enzo Lauletta, vengono illustrati i settori sui quali l'Istituto avrebbe puntato nel futuro prossimo. Il primo era quello dei modelli geomeccanici, specie in relazione all'equilibrio dei sistemi rocciosi, utili per indagare la stabilità di centrali in caverna, condotte forzate, gallerie e soprattutto dighe;<sup>6</sup> il secondo era quello dinamico,<sup>7</sup> uno dei campi in cui l'ISMES eccelleva internazionalmente (e di cui, come si è visto, molti modelli nerviani rappresentavano la punta di diamante); il terzo era connesso alle prospezioni geofisiche<sup>8</sup> e infine il quarto era focalizzato sull'applicazione del metodo degli elementi finiti (FEM).<sup>9</sup> Nonostante il modello fisico mantenga ancora un ruolo di primo piano per alcuni temi specifici, nel complesso la modellazione strutturale perde la sua centralità, e sarà progressivamente affiancata da attività diversificate che resero più flessibile e aggiornata l'offerta commerciale dell'Istituto.

A questo proposito ci si deve concentrare sull'ultimo dei settori citati, che prese forma, con un certo ritardo rispetto alla situazione di altri paesi, nel 1969.

276

L'importanza e il vertiginoso sviluppo che il m.e.f. [metodo degli elementi finiti] ha assunto in questi ultimi anni sono essenzialmente dovuti alla sua versatilità nell'adattarsi ai problemi più disparati ... L'importanza ormai ampiamente dimostrata di questo tipo di calcolo numerico suggerì nel 1969 all'ENEL e all'ISMES l'attuazione di una stretta collaborazione, per operare in questo settore, col duplice intendimento applicativo e di ricerca. In particolare all'ISMES questa nuova attività, affiancando al modello fisico tradizionale il modello matematico, trova il suo ideale completamente e una inesauribile messe di confronti sperimentali. In questo spirito va visto il modello matematico, che, essendo più generalizzabile e meno costoso, può servire da sicura traccia per la creazione di modelli fisici più accurati e per l'allestimento e per una precisa ubicazione dei sistemi di misura, oltre che ricevere, in un ideale "feed back", una serie di informazioni sperimentali indispensabili per il suo evolversi ed affinarsi.<sup>10</sup>

### L'avvento del computer e del FEM

Come si è visto nel caso della verifica statica della Cattedrale di San Francisco, a partire dagli anni Sessanta il calcolatore elettronico e il *finite element method* cominciarono a essere utilizzati in maniera sempre più estesa nel campo dell'ingegneria strutturale. Lo sfruttamento delle potenzialità del computer, allora ben limitate rispetto a oggi, doveva molto alle ricerche condotte prima in ambito militare e poi nel campo dell'ingegneria aerospaziale, ma un ruolo importante ebbero anche le ricerche condotte da gruppi interni alle università, decisive per la diffusione di software specifici dedicati a problemi strutturali. Ne è un esempio il noto programma STRUDL (STRUctured Design Language), messo a punto tra il 1965 e il 1966 al Massachusetts Institute of Technology,<sup>11</sup> come anche i programmi sviluppati da Alexander C. Scordelis e altri in California (lo si è visto nel capitolo precedente). In parallelo, fu proprio il computer a rendere possibile l'approccio teorico previsto dal FEM: senza di esso sarebbe stato impossibile (o quantomeno molto lungo e macchinoso) gestire l'elevato numero di equazioni relative ai nodi degli elementi in cui viene suddivisa la struttura sotto esame. Un dato significativo emerge osservando l'andamento del costo dell'hardware di un computer, a parità di possibilità,

tra il 1958 e il 1979: da 1.000.000 di dollari USA si passa a 300. Al contrario, in tale periodo aumenta il costo per il software: stimato sulla base del salario annuale di un programmatore, passa da 10.000 dollari a 30.000 dollari.<sup>12</sup>

### Computer e modelli fisici. Il caso della Sydney Opera House

Uno dei casi più emblematici di questo fenomeno è rappresentato dal famoso progetto della Sydney Opera House (1957-1973), che vide la collaborazione tra l'architetto danese Jørn Utzon (1918-2008) e lo studio di ingegneria fondato da Ove Arup (1895-1988). Per materializzare il complesso sistema di volte che ne caratterizza il profilo sulla punta estrema di Bennelong Point, sopra al massiccio basamento che Utzon paragonava alle piattaforme dell'architettura dello Yucatán,<sup>13</sup> si ricorse infatti sia a modelli fisici in scala ridotta sia al calcolatore elettronico.

Gli eventi che scandirono l'ideazione e la costruzione di questo edificio, dal concorso bandito nel 1956 fino al progressivo logoramento dei rapporti tra l'architetto danese, lo studio Ove Arup e i responsabili locali del progetto – che culminò con l'abdicazione forzata di Utzon nel 1966 – sono noti.<sup>14</sup> Rispetto al nostro tema, ciò che più interessa è il processo di lenta definizione delle geometrie delle "vele" tracciate da Utzon sulle tavole di concorso verso la soluzione geometrica, strutturale e costruttiva definitiva. Così come proposti in principio, gli imponenti gusci della copertura, vicini agli esempi coevi di Félix Candela (all'inizio il danese pensa proprio al suo coinvolgimento per governarne la statica)<sup>15</sup> e particolarmente apprezzati da Eero Saarinen (membro della giuria), sembravano difatti irrealizzabili:

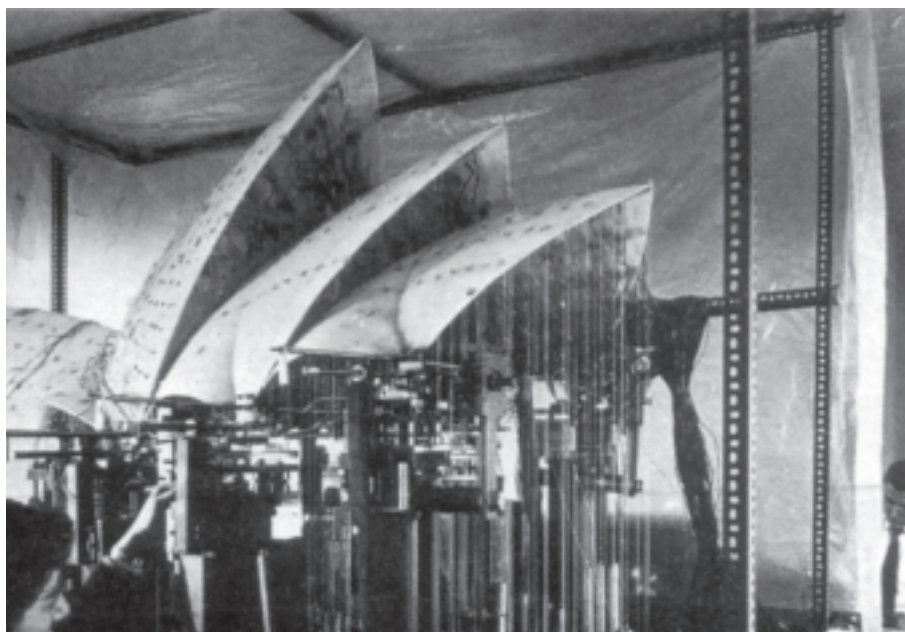
Strictly speaking, Utzon's intuitive technical assessment turned out to be erroneous. He had visualized the roof as thin shells. This was not possible since the very shape of the roof introduced high bending moments regardless of any structural system.<sup>16</sup>

Ammetteva Arup:

la concezione strutturale [dei gusci] è un problema serio che, per il momento, abbiamo solo sfiorato. Prima di tutto, bisognava definire le loro forme dal punto di vista geometrico. Ciascuno dei gusci principali è formato da due metà simmetriche che si uniscono al colmo. Questa linea di colmo è una porzione di parabola. Le due superfici simmetriche che vi si incontrano sono triangolari e diventano sempre più piccole fino ad arrivare a un punto che fa da supporto. Queste superfici sono composte da una serie di parabole coassiali ... Le superfici dei gusci così definite forniscono a ciascuno dei loro punti delle coordinate spaziali, il che costituisce una base per il calcolo delle forze che vi si esercitano e delle tensioni che si creano. I calcoli preliminari suggeriscono che all'interno dei gusci i momenti di flessione saranno considerevoli ... ed è stato deciso di dotare l'interno di una serie di scheletri che partiranno tutti dai due punti di ancoraggio per poi congiungersi al colmo.<sup>17</sup>

Nel suo passaggio dalla carta al cemento, il progetto delle coperture doveva insomma essere ripensato profondamente, con il rischio di un netto allontanamento dalle intenzioni di partenza. Dopo aver condotto diverse analisi preliminari, anche in questo caso apparve necessario affidarsi a modelli in scala ridotta, al fine di individuare una soluzione statica esaustiva che rintracciasse una disciplina

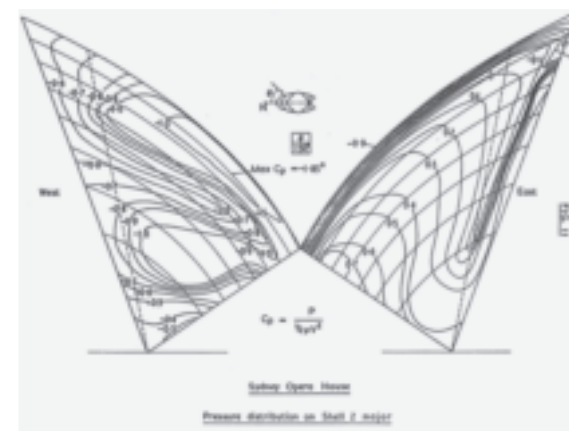
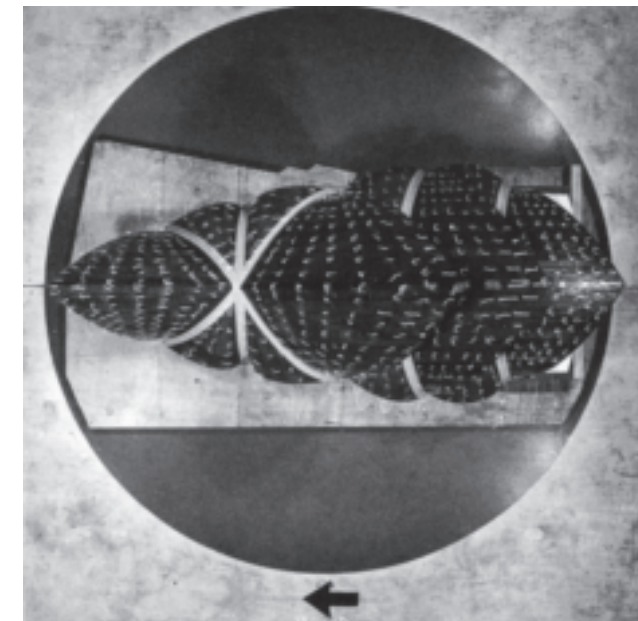
277



— Sydney Opera House, 1957-1973, (fotografie di Gabriele Neri).  
— Modello in perspex in scala 1:60 della Sydney Opera House.

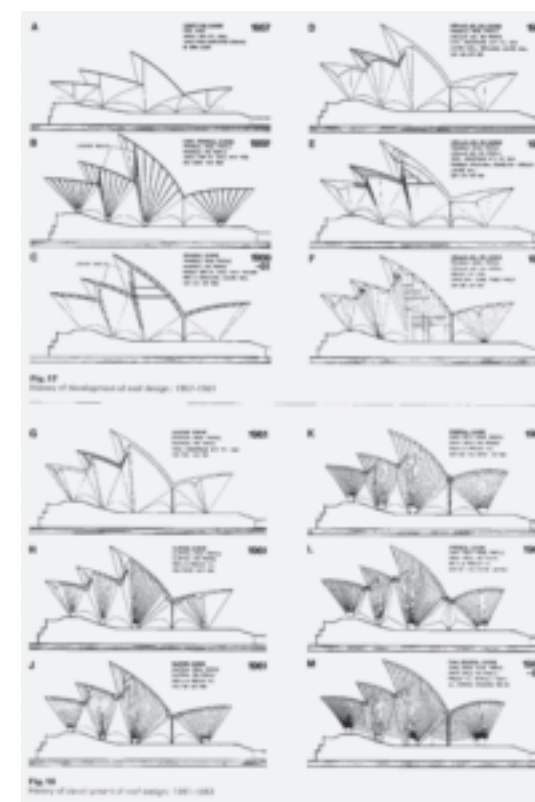
geometrica sulla quale basare la struttura e di conseguenza un metodo costruttivo adeguato.

Il primo modello fisico utilizzato per lo studio della copertura della Sydney Opera House fu confezionato in perspex bianco in scala 1:60 e testato nel laboratorio dell'Università di Southampton in Inghilterra.<sup>18</sup> I risultati ottenuti vennero man mano confrontati con le soluzioni analitiche prodotte da L.G. Booth, a capo di uno staff dello stesso Istituto, offrendo utili accorgimenti per lo svolgimento delle prove successive. Entrambe le metodologie operative si basavano sullo schema dettato dalla geometria della parabola, che progressivamente subì diverse modifiche:<sup>19</sup> i risultati ottenuti dai test sul modello mostrarono infatti che gli sforzi agenti sulla struttura erano maggiori rispetto a quelli ipotizzati, e soprattutto che la distribuzione dei carichi alle fondazioni non poteva essere stabilita



— Il modello in legno della Sydney Opera House testato nella galleria del vento alla Southampton University (da A. Watson, *Building a Masterpiece. The Sydney Opera House*, Powerhouse Publishing, Sydney 2006, p. 93).  
— Vista zenitale del modello aerodinamico in scala 1:100 della Sydney Opera House durante le prove presso il National Physical Laboratory di Londra, 1961 (*ibidem*, p. 93).

— Diagramma della distribuzione delle pressioni sulla volta maggiore della Sydney Opera House, risultante dalle prove in galleria del vento (da R.E. Whitbread, M.A. Packer, *Wind pressure measurements on a model of the proposed new Sydney Opera House*, Nat. Phys. Lab. Aero Divn, Report 1049, London 1962).  
— Sviluppo del progetto della copertura della Sydney Opera House, 1957-1963.





da nessuna tecnica analitica allora conosciuta. Questo portò allora a una totale riconsiderazione del problema statico, che dopo molti sforzi condusse alla soluzione definitiva,<sup>20</sup> «abbandonando l'utopia dei gusci in favore della fattibilità delle volte».<sup>21</sup> La soluzione del problema nacque infatti dalla modifica sostanziale del profilo delle coperture: invece di essere tutte diverse, esse furono “ritagliate” da una stessa sfera ipotetica, in modo da omogeneizzare le rispettive curvature e disporre così di una regola particolarmente vantaggiosa per dimensionare e prefabbricare i singoli moduli costruttivi. Utzon, non senza l'influsso dei ragionamenti sviluppati dal team di Ove Arup, giunse a questa soluzione nell'ottobre del 1961, dopo anni di prove a vuoto.<sup>22</sup>

Insieme alle prove svolte sul modello in perspex, fu realizzato e testato nella galleria del vento dello stesso Istituto e presso il National Physical Laboratory<sup>23</sup> un modello in legno alla scala 1:100, che riproduceva la copertura della sala principale e parte della base, in modo da ottenere la distribuzione delle pressioni del vento agenti sui “gusci” rispetto a diverse direzioni. Cosa più importante, il metodo di analisi fece in gran parte affidamento sull'utilizzo del calcolatore elettronico, ponendosi come uno dei primi casi della sua applicazione per grandi edifici:

It's difficult to visualize how the necessary calculations could have been made without them. It must be remembered that this was one of the first large-scale applications of electronic computers to a building structure and was made at a time when the capacity and speed of the machines, the number of available programs and the sophistication of the languages, were very much less than they are now.<sup>24</sup>

Data la difficoltà del problema, il computer si rivelò l'unico mezzo in grado di governare gli innumerevoli dati numerici in gioco: sia l'approccio teorico sia quello sperimentale dovevano insomma essere coadiuvati da uno strumento capace di gestire la mole di risultati ottenuti. Ad esempio, per elaborare la massa di dati prodotti dal modello in scala 1:60, il team di Arup dovette utilizzare un computer “Pegasus” dell'Università di Southampton. Come sottolineato dalle parole di Arup e Zunz, si trattò di una delle prime occasioni nella storia in cui gran parte dei calcoli geometrici e strutturali furono portati avanti utilizzando il calcolatore elettronico.<sup>25</sup>

L'esperienza maturata a Sydney pose le basi per un inedito approccio alla progettazione strutturale. Come accadrà qualche anno dopo in California per l'edificio di Nervi e Belluschi, in Australia lo studio statico finale dell'Opera House si servì di un'analisi condotta simulando la struttura mediante un'intelaiatura tridimensionale rigida (formata questa volta da elementi prismatici rettilinei), che venne analizzata da diversi computer. La molteplicità di programmi utilizzati, concepiti da personaggi del calibro di Peter Rice (1935-1992),<sup>26</sup> dimostrava come si fosse agli albori di una nuova era: oltre che per l'analisi strutturale, il loro impiego riguardò infatti il controllo della geometria della struttura e dei rivestimenti in fase di esecuzione; la minimizzazione degli errori e il dialogo tra progettisti e imprese; il disegno e la costruzione delle centine; il controllo della resistenza del cemento e la gestione dei cronoprogrammi; fino all'amministrazione degli stipendi.

## Una fase di transizione

A Sydney, come a San Francisco, modelli fisici e modelli “virtuali” furono quindi impiegati simultaneamente, in maniera complementare, e assieme contribuirono alla definizione dello schema strutturale finale. In un primo momento infatti l'avvento del computer e del FEM non decretò la fine del modello fisico in scala ridotta, ma anzi in certi casi ne favorì lo sviluppo grazie all'incrocio dei due approcci.

Ci furono numerosi ricercatori, come l'ingegnere svizzero Heinz Hosdorf (1925-2006), che colsero le enormi potenzialità del calcolatore elettronico proprio nella sua eventuale interazione con la modellazione strutturale. Hosdorf si era avvicinato alle prove su modello subito dopo la laurea, conseguita al Politecnico di Zurigo nel 1953, quando entrò in contatto con l'Istituto di Eduardo Torroja a Madrid (lo spagnolo aveva apprezzato il suo studio per un ponte precompresso in pietra, pubblicato in Svizzera nel 1954):<sup>27</sup> fu l'inizio di un rapporto privilegiato con l'ambiente madrileno che durerà per tutta la sua carriera.<sup>28</sup>

Negli anni Sessanta Hosdorf verificò molte delle sue strutture ricorrendo a modelli in scala ridotta – ad esempio la Biblioteca dell'Università di Basilea (progettata con Otto H. Senn) e il Padiglione per l'Esposizione internazionale di Losanna, entrambi del 1964 – e nel 1966 fondò il proprio laboratorio a Basilea, che fu uno dei primi a dotarsi di computer con il fine di automatizzare i processi sperimentali. Proprio a questo tema l'ingegnere dedicherà buona parte delle sue ricerche, esposte nel 1971 nel libro *Modellstatik*,<sup>29</sup> poi edito anche in Spagna – su iniziativa dell'Istituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento – con il titolo *Modelos Reducidos. Método de cálculo*.<sup>30</sup> Hosdorf riconosceva l'enorme potenzialità del FEM e del calcolatore elettronico, ma fu in grado di sviluppare un'analisi critica dalla quale ne emergevano anche i limiti, per concludere che tali strumenti

non potevano in alcun modo sostituire i metodi sperimentali sul modello fisico: «Esistono ancora non pochi tecnici che pensano che gli esperimenti sui modelli, se non sono già stati sopraffatti dal sorprendente sviluppo dei calcolatori e dalle loro applicazioni nel campo della statica, siano condannati a una morte sicura. Desideriamo contestare seriamente questa affermazione, dal momento che essa attacca alla radice l'utilità degli esperimenti sui modelli».<sup>31</sup> In termini generali, il punto rimane quello toccato da Danusso e Nervi: l'analisi teorica, anche se operata attraverso FEM e computer, si fonda su approssimazioni che non corrispondono al vero.

Per Hosdorf allora la strada da seguire era quella dell'integrazione dei due metodi, infatti «La tecnica dei mo-



Heinz Hosdorf, *Modelos reducidos: método de cálculo*, versione spagnola a cura di Carlos Benito Hernandez di *Modellstatik*, IETCC, Madrid 1972.

delli costituisce un campo di applicazione ideale per le tecniche della moderna elettronica. Essa è per metà esperimento e per metà calcolo; esige la migliore tecnica di misurazione, controlli flessibili all'interno dei processi e un'elaborazione intelligente dei dati». <sup>32</sup> L'ingegnere aveva in mente dei particolari *modelli ibridi*, ossia modelli nei quali un calcolatore digitale e le apparecchiature sperimentali di prova lavorano in simbiosi, limitando i difetti del singolo approccio. I vantaggi di questa tecnica erano innumerevoli: miglior precisione nelle misurazioni, elevatissimo numero di dati prodotti, gestione rapida e ottimale dei risultati eccetera.

All'ISMES, almeno in principio, una strada non escludeva l'altra. Lo aveva dimostrato l'iter progettuale della Cattedrale di San Francisco, nel quale i modelli fisici erano serviti come base per le analisi poi condotte da Robinson e dal Board californiano. Ma per Guido Oberti il computer e il FEM rimanevano comunque relegati a un ruolo strumentale simile a quello che avevano avuto i modelli elastici, funzionanti come «macchina calcolatrice degli sforzi» o come «calcolatore analogico» <sup>33</sup> all'interno di un problema analiticamente determinato, senza poter sconfinare nell'ambito dei modelli strutturali propriamente detti, cioè quelli confezionati con gli stessi materiali del prototipo e validi per superare la fase elastica: «The superiority of the experimental method over the analytical one is unquestionable when the structure's behaviour has to be checked beyond the elastic range until determining its factor of safety». <sup>34</sup> A conferma di ciò, si può notare come nel campo delle volte sottili in cemento armato fino all'inizio degli anni Settanta la maggior parte dei software facessero riferimento a un comportamento elastico lineare, e ancora alla fine del decennio si ammetteva di dover lavorare molto in questo settore. <sup>35</sup>

Tali distinzioni, per quanto scientificamente fondate, nella realtà dei fatti sembravano però destinate a sfumare. Benché i nuovi strumenti non potessero sottrarsi a un qualche grado di approssimazione, la loro duttilità rendeva di certo più agevoli i processi di analisi, revisione e modifica degli assunti progettuali, ad esempio permettendo la comparazione di molteplici alternative allo stesso tempo. Più che la sua effettiva efficacia, la modellazione strutturale scontava infatti l'onerosità e la lentezza ad essa intrinseche.

La realizzazione di questi «piccoli capolavori» implicava infatti un iter obbligato: preparazione di disegni opportunamente scalati e schematizzati, scelta dei materiali e indagine delle loro caratteristiche meccaniche, confezionamento del modello previa realizzazione di casseri o stampi appositamente predisposti, stagionatura, rifinitura, progettazione e allestimento delle attrezzature di carico e di misura; infine le prove vere e proprie, alle quali corrispondeva un'ulteriore fase di verifica, di controllo degli errori e spesso di ripetizione delle stesse. All'ISMES la gestione di queste operazioni aveva raggiunto standard ottimali grazie alle competenze dei suoi tecnici e ai progressi dell'elettronica, <sup>36</sup> ma alcune limitazioni apparivano praticamente insanabili. A parte il costo, dipendente dalle dimensioni del modello, dai materiali utilizzati, dalla complessità geometrica e dal prezzo della manodopera, la fisicità del modello comportava una certa macchinosità nella modifica delle soluzioni geometriche e costruttive da cui esso aveva preso forma, rimanendo spesso indietro rispetto alle correzioni apportate durante le fasi progettuali. O meglio: anche sul modello fisico – come su quello virtuale – si potevano apportare le necessarie modifiche (ciò accadde per il modello del Centro Pirelli e nel passaggio tra il terzo

e il quarto modello della Cattedrale di San Francisco) ma al prezzo di ulteriori dilatazioni dei tempi, che spesso rendevano del tutto superate le soluzioni strutturali rappresentate dal modello. Quello studiato per il Dartmouth College ad Hanover, ad esempio, la cui relazione giunse negli Stati Uniti quando ormai il progetto aveva preso tutt'altra direzione; <sup>37</sup> ma anche il modello per la Torre a Den Haag, che richiese tempi lunghissimi a causa delle modifiche nel frattempo apportate; oppure gli ultimi due modelli della Cattedrale californiana, raffiguranti soluzioni modificate già durante il loro confezionamento. <sup>38</sup>

A fronte dei quasi due anni di prove sperimentali sui quattro modelli della Cattedrale, risultano allora quasi irrispettose verso lo sforzo di Nervi e dell'ISMES, ma del tutto fondate, le parole di Leonard Robinson: «Because of some very sophisticated computer programs recently developed for the solution of three dimensional problems it is possible to design shell structures to a high degree of refinement in a relatively short time». <sup>39</sup> In molti settori il modello fisico, ben più oneroso e meno versatile di quello virtuale, aveva ormai fatto il suo tempo. Per dirla con Enzo Lauletta, senza tante perifrasi, «i modelli sono finiti, uccisi dai calcolatori». <sup>40</sup>

### **Form finding: Gaudí, Otto, Isler e Musmeci**

Nel campo della sperimentazione sui modelli, le novità non riguardarono soltanto lo sfruttamento di metodi e strumenti di calcolo innovativi. È da notare infatti come dalla metà degli anni Cinquanta un gruppo di architetti e ingegneri si indirizzò verso particolari metodologie sperimentali che puntavano alla riconsiderazione dei principi stessi della Scienza delle costruzioni, indicando nuovi problemi – e nuovi orizzonti – per l'ingegneria e l'architettura strutturale. Finora si è infatti volutamente tralasciato un filone di ricerca molto significativo ma concettualmente diverso dalle esperienze di Nervi e Danusso, la cui analisi stimola non poche riflessioni.

Uno dei problemi fondamentali della Scienza delle costruzioni era sempre stato quello di *verificare* un elemento o un sistema di elementi strutturali dati a priori, selezionati a partire da un catalogo di forme codificate nel tempo oppure, come nel caso di Pier Luigi Nervi, «intuiti» in base alla sensibilità e all'esperienza del progettista. Un chiaro esempio ci è offerto proprio dai modelli nerviani: il loro scopo primario era di comprovare la sanità statica di una soluzione data, sopperendo alle lacune della teoria. Lo stesso si può dire per la Sydney Opera House: inizialmente, infatti, gli sforzi di architetti e ingegneri furono tesi a capire come far stare in piedi gli enormi gusci che Utzon aveva immaginato per il concorso senza porsi il problema della loro effettiva realizzabilità. Sebbene la realtà dei fatti sia molto meno lineare, almeno in principio ci si trova di fronte a un processo composto da due fasi: quella della creazione di una forma strutturale e quella, successiva, della sua verifica.

Diversi progettisti, tra cui spiccano i nomi di Frei Otto, Heinz Isler e, in Italia, Sergio Musmeci (tutti e tre nati alla metà degli anni Venti), cercarono invece di modificare tale *modus operandi*, lavorando soprattutto sulla prima fase, quella della creazione della forma strutturale. Pur muovendosi in maniera differente, essi condividevano l'idea che la forma strutturale dovesse essere il risultato ultimo di un processo di indagine scientifica, e non un dato stabilito preventivamente secondo



modalità oscure e in gran parte soggettive. Per comprendere meglio il nocciolo della questione ci sono d'aiuto le parole di Musmeci (1926-1981):

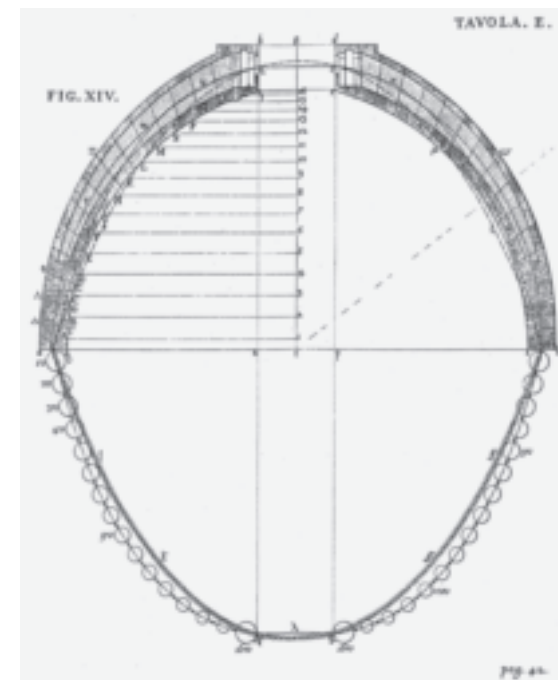
Il fatto che il calcolo sia in genere impiegato solo nella fase di verifica, fa sì che esso possa essere di aiuto solo quando le decisioni veramente importanti sono ormai prese. Quando le prende, il progettista è in realtà solo con la sua esperienza individuale, fondata su fatti non quantizzabili e che difficilmente possono essere posti fra loro in un rapporto dialettico. Ed è così che può succedere che tutte le nostre raffinate e approfondite conoscenze di scienza delle costruzioni non ci siano di alcuna utilità, se non indiretta, quando si tratta di dare una forma alle nostre strutture. ... La materia viene formata con un atto che è, in ultima analisi, una versione superficiale di quello con cui agisce uno scultore, senza avere di questo né il programma né l'intenzione; che si usi o no la creta, l'atto mentale è sempre, più o meno, quello che corrisponde a dare forma a della creta. In tal modo i fatti più propriamente strutturali restano fuori dalle nostre possibilità, prima ancora che di controllo razionale, di immaginazione e di scelta inventiva.<sup>41</sup>

Per l'ingegnere romano, che all'inizio degli anni Cinquanta aveva lavorato proprio da Nervi,<sup>42</sup> il diverso grado di "razionalità" tra la fase della creazione e quella della verifica era il risultato di un modo ormai anacronistico di pensare la Scienza delle costruzioni, la quale era stata «essenzialmente concepita come l'insieme di tutte le teorie e metodi di calcolo che consentono la verifica di strutture già progettate»,<sup>43</sup> lasciando però fuori, "per definizione", la fase creativa della forma strutturale. «Bisogna pensare – precisava Musmeci – che la Scienza delle costruzioni si era andata sviluppando, nei secoli XVIII e XIX, come figlia della fisica e della meccanica dell'epoca, strettamente deterministiche. Per i fisici la natura era data e il loro compito era quello di analizzarla e, in modo analogo, per la Scienza delle costruzioni dell'Ottocento, la struttura doveva essere data, perché la si potesse "calcolare". Da allora molte cose sono cambiate».<sup>44</sup>

Come procedere allora verso la determinazione scientifica di una forma strutturale? Come superare, o quantomeno ridimensionare, la superficialità di un approccio basato unicamente sull'intuizione e sull'esperienza personale? Come Nervi, anche Frei Otto e colleghi elessero come strumento principe il modello in scala ridotta, ma di tipo completamente diverso. Questi modelli avevano infatti – e qui sta la differenza sostanziale – come obiettivo primario l'individuazione o la creazione di una forma strutturale: alla funzione di verifica si sostituisce quindi una funzione generativa, o morfogenetica.

L'idea di poter determinare una forma strutturale deducendola da procedimenti empirici trova diversi antecedenti nella storia delle costruzioni. Il caso più celebre è forse quello di Antoni Gaudí (1852-1926): il progetto per la Chiesa della Colonia Güell a Santa Coloma de Cervelló, nei pressi di Barcellona, commissionato dal suo mecenate Eusebio Güell nel 1898, fu infatti portato avanti usando un particolarissimo *modelo colgante*, ovvero un modello composto da un sistema di fili ai quali erano appesi dei piccoli pesetti. Il principio è quello noto della catenaria invertita, già sfruttato ad esempio da Christopher Wren (1632-1723) per definire il profilo della cupola della St. Paul's Cathedral a Londra alla fine del Seicento: se la catenaria è soggetta a sforzi a trazione, ribaltando di 180 gradi il sistema si ottiene una struttura soggetta a compressione. «*Ut pendet continuum flexile, sic stabit contiguum rigidum inversum*», aveva enunciato Robert Hooke.<sup>45</sup>

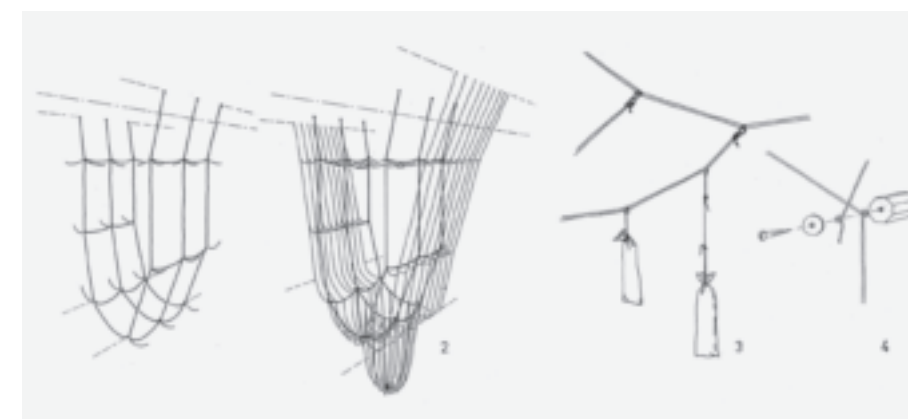
Per Gaudí il ribaltamento del sistema veniva fatto ponendo uno specchio sotto il modello, così da visualizzare in anteprima il profilo delle volte da costruire.



– Giovanni Poleni, Verifica statica della cupola di San Pietro (da G. Poleni, *Memorie storiche della Gran Cupola del Tempio Vaticano*, Padova 1748).

– Antoni Gaudí, modello funicolare della Chiesa della Colonia Güell a Santa Coloma de Cervelló.

– Fasi costruttive del modello funicolare di Gaudí: 1) realizzazione della struttura primaria; 2) aggiunta della struttura secondaria; 3) dettaglio degli uncini utilizzati per collegare i fili e i sacchetti riempiti di pallini di piombo; 4) dettaglio dei dischi in legno collegati ai fili (da J. Tomlow, *Das Modell. Antoni Gaudís Hängemodell und Seine Rekonstruktion. Neue Erkenntnisse zum Entwurf*, Institut für leichte Flächentragwerke, Stuttgart 1989, p. 55).



In qualche modo tale metodologia rappresentava un'evoluzione – o quantomeno una declinazione – della statica grafica, che l'architetto catalano conosceva bene e che aveva utilizzato nei suoi progetti precedenti. Fu un processo molto lungo e laborioso: la costruzione e gli esperimenti sul modello cominciarono nel 1898 e durarono dieci anni. Se esperimenti simili furono sviluppati anche in passato – sono conosciuti i modelli funicolari di Heinrich Hübsch (1795-1863) e in particolare le prove effettuate da Giovanni Poleni (1685-1761) sulla cupola di San Pietro<sup>46</sup> –, il modello di Gaudí li superava però per dimensione e complessità:<sup>47</sup> il modello della chiesa, allestito all'interno del cantiere, era infatti in scala 1:10, lungo circa 6 metri e alto 4 metri.

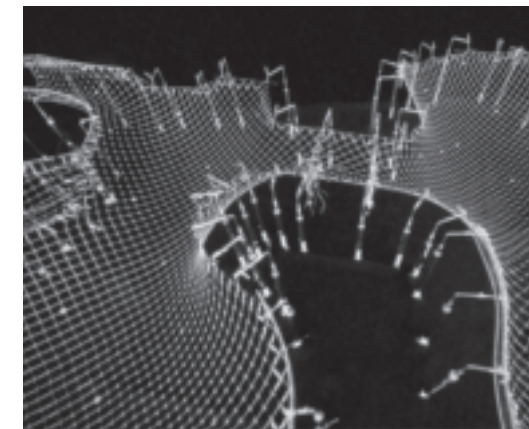
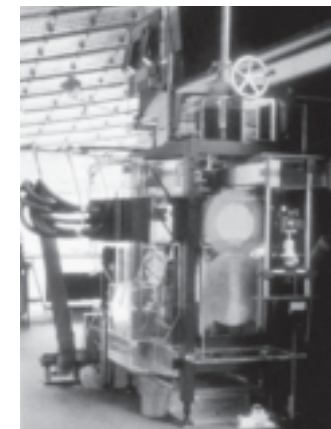
Nonostante la scarsità di fonti primarie – il modello cominciò a deteriorarsi nel 1916 e intorno al 1936, durante la Guerra Civile spagnola, la maggior parte dei documenti ad esso riferiti furono distrutti, lasciandoci alcune fotografie – sono state fatte diverse ricostruzioni dei procedimenti impiegati.<sup>48</sup> L'allestimento del modello doveva seguire un ordine gerarchico, realizzando in successione una struttura primaria, corrispondente alle colonne e agli archi principali, e una secondaria che definiva muri e volte. A questa orditura, formata da fili di adeguata resistenza,<sup>49</sup> venivano appesi con un semplice uncino dei sacchetti riempiti di pallini di piombo come zavorra, in modo da poterne cambiare agevolmente la posizione. I sacchetti erano numerati, probabilmente per distinguerli in base al peso; piccoli dischi di legno, infilati nelle corde del modello, rappresentavano il diametro dei corrispondenti elementi strutturali, e dischetti ovali, appesi ai fili, erano marcati con l'indicazione dei carichi dei corrispondenti elementi costruttivi. È interessante notare come Gaudí, data la complessità geometrica e statica del progetto, non ricorresse al disegno tecnico in senso tradizionale: la rappresentazione della struttura era infatti delegata principalmente a fotografie del modello, sulle quali l'architetto disegnava a mano per modificare o completare il progetto. Oltre che essere lo strumento per individuare una forma, il modello funicolare serviva insomma per avere una visione tridimensionale del progetto più realistica di quanto poteva concedere il solo disegno.

Tra il 1982 e il 1983 un'accurata ricostruzione di questo modello è stata effettuata, in scala 1:15, da un team di studiosi in vista della mostra *Der Hang zum Gesamtkunstwerk* a Zurigo, che ha permesso di rileggere e reinterpretare la complessità di questo strumento. L'incarico fu assegnato all'Institut für leichte Flächentragwerke dell'Università di Stoccarda (poi coadiuvato dal "Gaudí Group" della Technical University di Delft), fondato nel 1964 da Frei Otto. Non si tratta di un caso: è infatti possibile trovare alcuni punti di contatto tra le ricerche di Gaudí e quelle dell'architetto tedesco, nella cui opera la ricerca sistematica sul modello rappresenta uno dei caratteri essenziali.<sup>50</sup>

Data la complessità delle geometrie utilizzate per creare membrane sottili, strutture pneumatiche<sup>51</sup> e tensostrutture, che ancora negli anni Sessanta e Settanta erano difficilmente gestibili dal computer, Otto svilupperà tecniche sperimentali di diverso tipo, generando forme altrimenti inconcepibili in termini matematici.<sup>52</sup> Una delle tecniche più originali ed efficaci consisteva nell'analisi di modelli composti da pellicole di sapone. Immergendo un telaio – ad esempio un filo metallico – dentro a una soluzione saponata ed estraendolo con cura, si crea infatti una membrana molto sottile, la cui forma è stabilita da tensioni superficiali uguali in ogni punto e in ogni direzione. Si tratta di una *superficie minimale*, cioè una superficie che sviluppa l'area minima ottenibile per un contorno prefissato, con un minimo impiego di materiale. A questo scopo, presso l'Institut für leichte Flächentragwerke fu anche messa a punto una "soap film machine" in grado di generare, registrare e misurare questo tipo di modelli, che raggiungevano dimensioni notevoli per il materiale impiegato.

Accanto a tali esperimenti, Frei Otto cominciò a dedicarsi, fin dall'inizio della sua carriera, allo sviluppo di schemi strutturali in tensione che ribaltati di 180 gradi diventano soggetti a compressione pura: lo stesso principio della catenaria invertita utilizzato da Antoni Gaudí per la Chiesa della Colonia Güell. Dal 1940 in

... Macchina per la creazione e lo studio di modelli composti da pellicole di sapone presso l'Institut für leichte Flächentragwerke di Stoccarda (da W. Nerdinger [a cura di], *Frei Otto. Complete Works. Lightweight Construction Natural Design*, Birkhäuser, Basel 2005).  
... Frei Otto, modello di studio.



avanti, Otto realizzerà infatti modelli composti da sottili catene metalliche, modelli di gomma sottoposta a tensione uniforme, modelli di tessuto, reti di diverso tipo – ad esempio a maglia esagonale, che permettono di simulare superfici a doppia curvatura e di visualizzare, osservando gli angoli che si formano in ogni nodo, la distribuzione degli sforzi – e modelli realizzati con bende di gesso (quelle utilizzate in ambito medico), che indurendo, una volta bagnate, possono mantenere la forma assunta anche quando vengono invertite.<sup>53</sup> Un esempio interessante è quello del grande padiglione espositivo di Mannheim, realizzato nel 1975: per progettarlo Otto costruì diversi modelli fatti di sottili catene metalliche, dai quali derivò un modello finale in scala 1:100 che fu utilizzato per determinare la geometria dei singoli pezzi della struttura.<sup>54</sup>

Altrettanto assiduo sul piano sperimentale fu l'ingegnere svizzero Heinz Isler (1926-2009), la cui attività progettuale si è focalizzata nell'ambito delle volte sottili in cemento armato.<sup>55</sup> Il vasto catalogo di "gusci" da lui realizzati deriva infatti da una metodologia progettuale fondata sul ricorso al modello fisico come strumento indispensabile per la genesi di forme strutturali ottimizzate, inseguendo il concetto di *ideal shell*.<sup>56</sup>

A partire dagli anni Cinquanta, Isler sondò numerosi sistemi di modellazione. Il primo, definito "preistorico", consisteva nel dare forma a una piccola collina artificiale lasciando che la terra si disponesse liberamente secondo il proprio peso, fino a ottenere un profilo ottimale.

Un secondo sistema, sul quale Isler si cimenta dal 1954, prevedeva esperimenti fatti con membrane messe in tensione da un congegno pneumatico: fissando a un piccolo telaio a pianta rettangolare una membrana di gomma e insufflando aria dal basso, essa infatti diviene soggetta soltanto a sforzi di tensione. Una volta sottile della stessa forma sarà quindi soggetta solo a sforzi di compressione, relativi al peso proprio e all'eventuale carico della neve.<sup>57</sup> Le coordinate della forma ottenuta grazie alla pressione dell'aria venivano quindi misurate, e lo schema era pronto per essere rifinito in base agli altri dati del problema statico e funzionale.<sup>58</sup> Seguendo questo metodo Isler progettò moltissime coperture, come quella del COOP Storage and Distribution Center a Wangen (Svizzera) del 1960, che offre un'area libera di 3.200 mq.





\_ Heinz Isler, *Freely shaped hill for form finding* (da J. Chilton, *Heinz Isler*, Thomas Telford Publishing, London 2000, p. 19).  
 \_ Heinz Isler, osservazioni sul metodo del *form finding* (da E. Ramm e E. Schunck, *Heinz Isler Schalen*, Karl Krämer Verlag Stuttgart, 1986).  
 \_ Heinz Isler, modello pneumatico per la determinazione di forme strutturali (gta Archiv, ETH Zürich: Nachlass Heinz Isler).

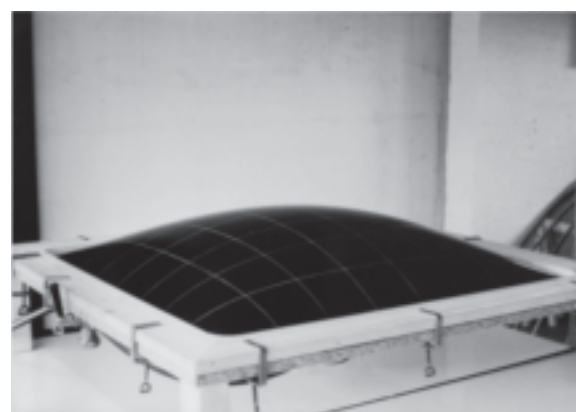


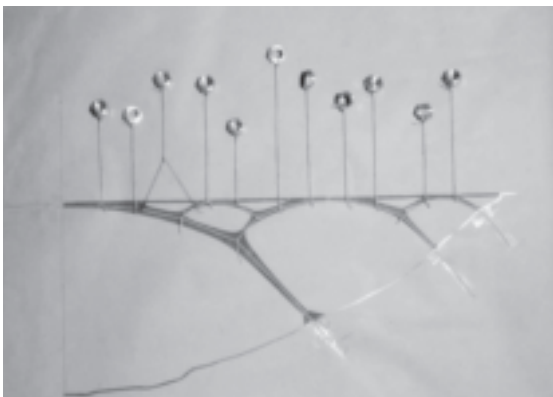
\_ Heinz Isler, esperimenti con membrane appese e congelate (gta Archiv, ETH Zürich: Nachlass Heinz Isler).

Una terza tecnica si affidava al cosiddetto *flow method*, che consisteva nell'ottenere forme strutturali dall'espansione e dall'indurimento di una schiuma poliuretanicca costretta in un contenitore cavo. Poiché la velocità di espansione della schiuma è variabile da un minimo in corrispondenza dei bordi a un massimo nel centro del contenitore, ciò che si ottiene è una cupola: «This natural function produces lovely shapes, as seen in the ill». <sup>59</sup> Da questa metodologia furono dedotte opere come il Garden Center vicino a Parigi – caratterizzato da una volta sottile pentagonale con 47 metri di luce, 2.000 mq di estensione e uno spessore di 9 centimetri – e il Garden Center di Camorino, in Ticino, che ha una pianta di 27 x 27 metri e uno spessore di soli 8 centimetri.

Tuttavia, per l'ingegnere svizzero, il metodo più efficiente era quello della *hanging reversed membrane*, accostabile agli esperimenti di Frei Otto con tessuti e reti. Isler spiegava questa tecnica raccontando dell'esperimento da lui fatto nel gelido febbraio del 1957, quando appese in giardino un telo sottile a quattro pali, lo spruzzò con acqua e ne attese l'indurimento causato dalla temperatura invernale. Una volta “congelata”, la forma ottenuta fu ribaltata: «Thus I got a very elegant and light shell structure, resting on four points and being in equilibrium. It had obtained its perfect and natural shape by its own weight. In its final position the dome part had only compressional forces, as the cloth itself, when hanging, evidently had only tensional forces». <sup>60</sup> La copertura della Stazione di servizio Deitingen in Svizzera (1968), composta da volte sottili triangolari, di dimensioni 26 x 31 m, è frutto di questo procedimento, anche se la forma fu in parte modificata per questioni funzionali. Dal momento che tale modifica rispetto alla “forma ideale” della volta avrebbe reso meno efficiente la struttura, furono inseriti alcuni cavi di precompressione come correttivo. <sup>61</sup>

È da sottolineare la profonda diffidenza di Isler nei confronti del computer e verso i metodi di analisi agli elementi finiti. Come ha ricordato recentemente Ekkhard Ramm: «He had a profound aversion against computers and numerical analyses. Not until the final shape was experimentally determined was finite element analyses done, at least in the last years to back up the design, often only to satisfy the authorities». <sup>62</sup> Oltre a rimarcare le profonde semplificazioni a cui deve fare ricorso





la teoria – come sosteneva anche Hossdorf – Isler metteva l'accento su un punto fondamentale: «A further danger of electronic calculations lies in the fact that the computer can only answer the question, which we asked. He is not able pointing to questions which we did not raise because we did not realize or experience certain problems. The holistic (physical) model however is capable of doing this».<sup>63</sup>

Computer e nuovi metodi di calcolo erano invece indispensabili per Sergio Musmeci (1926-1981). Convinto che «l'attuale gap in fatto di razionalità fra le due fasi progettuali, quella della creazione e quella della verifica, è assolutamente inaccettabile e, a volte, perfino ridicolo»,<sup>64</sup> egli portò avanti in Italia ricerche spesso accostabili a quelle di Otto e Isler, in cui al modello spetta un ruolo di primo piano.<sup>65</sup> Egli realizzò infatti modelli in gomma, cemento, legno, filo metallico, plastica e pellicola di sapone, facendo sempre dialogare l'approccio sperimentale con le più aggiornate metodologie di analisi.

Molto vicine alle ricerche di Frei Otto sono ad esempio le sue indagini sulla geometria del continuo e in particolare sulle superfici minimali (una delle costanti della sua carriera), nelle quali i modelli non si limitano ad essere la visualizzazione tridimensionale di speculazioni teoriche, ma assumono un ruolo attivo determinante nella genesi della forma, complementare e a volte prioritario – data la complessità di descrivere analiticamente certe geometrie – rispetto all'analisi matematica. Nel modello di studio utilizzato per il Ponte sull'Astico vicino a Vicenza (1956), costituito da fili a cui sono appesi semplici bulloni e poi capovolto in modo da ottenere il profilo corrispondente all'andamento dei carichi, troviamo una consapevole citazione di Gaudí; in altri casi invece è diretto il legame con quanto sarà sviluppato, poco più tardi, nei laboratori di Stoccarda. Per stabilire il profilo dei sostegni del Ponte di Tor di Quinto a Roma (1959), pensati come volte a membrana a compressione uniforme e isotropa (il suo obiettivo era di far lavorare il calcestruzzo a compressione pura), Musmeci ricorre infatti a un modello di gomma fortemente tesa e ad esperimenti fatti con una pellicola di sapone.

L'attività sperimentale di Musmeci sui modelli raggiungerà l'apice nel progetto del suo capolavoro, il Ponte sul Basento a Potenza (1967-1975). Per trovare la forma della sottilissima (circa 30 centimetri) membrana in calcestruzzo armato, pensata come superficie a compressione uniforme ma non isotropa, egli compie

– Sergio Musmeci, modello di studio capovolto utilizzato per il progetto del Ponte sull'Astico vicino a Vicenza, 1956 (Archivio Sergio Musmeci e Zenaide Zanini, Collezione MAXXI Architettura - Fondazione MAXXI, Roma).

– Sergio Musmeci, modello di studio in gomma per il progetto del Ponte di Tor di Quinto a Roma, 1959 (Archivio Sergio Musmeci e Zenaide Zanini, MAXXI, Roma).

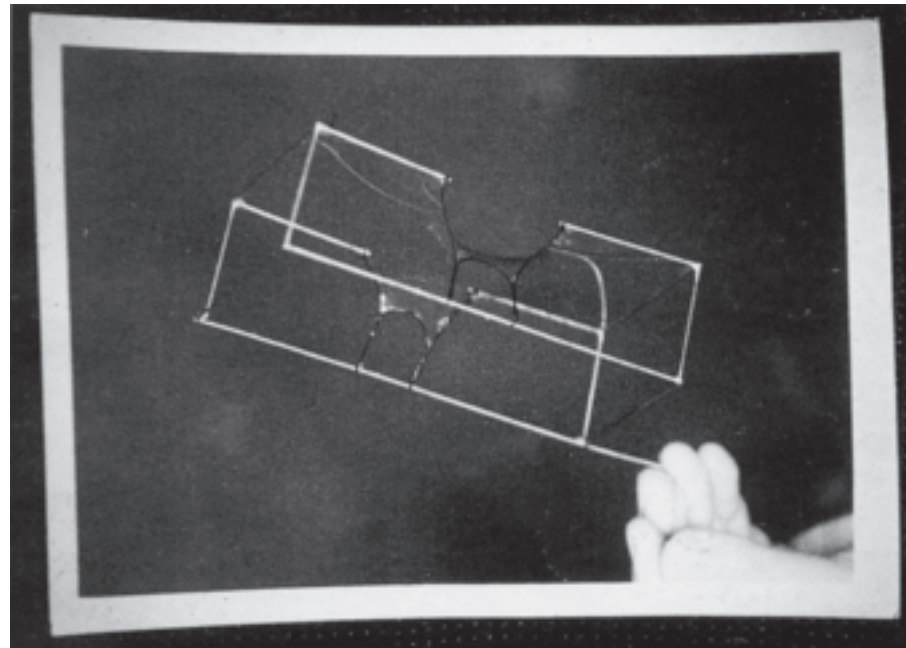
– Sergio Musmeci, Ponte sul Basento, Potenza, 1967-1975.

innanzitutto esperimenti con soluzione saponata fatta formare tra fili di cotone e filo di ferro, elaborando poi i dati ottenuti con vari processi di calcolo.<sup>66</sup> Ottenuti i primi risultati, ancora approssimati, Musmeci fa realizzare un modello in neoprene, materiale che rispetto alle pellicola di sapone dava diversi vantaggi: oltre a essere più stabile e a consentire la formazione di tensioni differenziate in due direzioni perpendicolari (così come previsto per la volta del ponte), esso permetteva un rilievo preciso, attraverso una quadrettatura della sua superficie, della forma ottenuta in risposta alle forze applicate. Constatata la corrispondenza tra il rilievo della superficie di neoprene e la forma ottenuta con il calcolo,<sup>67</sup> Musmeci dispone finalmente di una prima vera superficie di progetto, dalla quale procedere per studi, calcoli e verifiche più specifiche. Pur trovandosi ancora in uno stato embrionale, la forma strutturale – una forma «ancora senza nome»<sup>68</sup> – era stata individuata, e la fase della creazione cede progressivamente il passo a quella della verifica.

È a questo punto che le strade di Gaudí, Frei Otto e Heinz Isler si ricongiungono con quelle di Danusso e Nervi. Un terzo modello, fatto in metacrilato e raffigurante due campate del ponte in scala 1:100 (lungo 1,4 metri) sulla base della forma ottenuta dal secondo, servì infatti per ottenere – attraverso prove elastiche – un primo riscontro delle previsioni di calcolo svolte nel frattempo. Esso venne confezionato nel Laboratorio di Ricerche su modelli della Facoltà di Ingegneria di Roma, utilizzando una forma di legno massello e una controforma di alluminio fuso, dentro cui si poteva piegare a caldo la plastica.<sup>69</sup> Il progetto era ormai pronto per essere realizzato, ma data la particolarità della struttura e qualche dubbio residuo, il Consiglio superiore dei Lavori pubblici impose un'ulteriore verifica su un modello molto più grande in cemento armato, da costruirsi – notare bene – presso l'Istituto



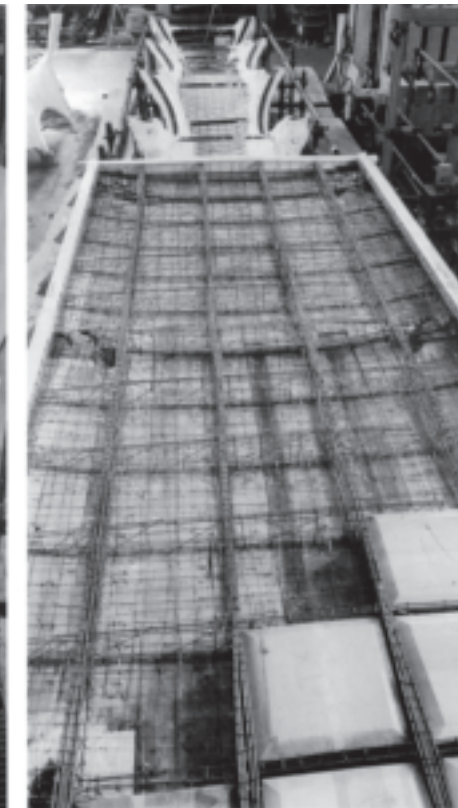
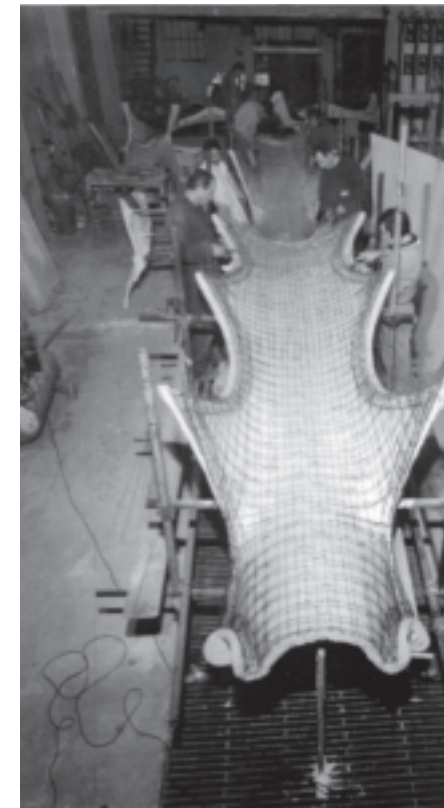




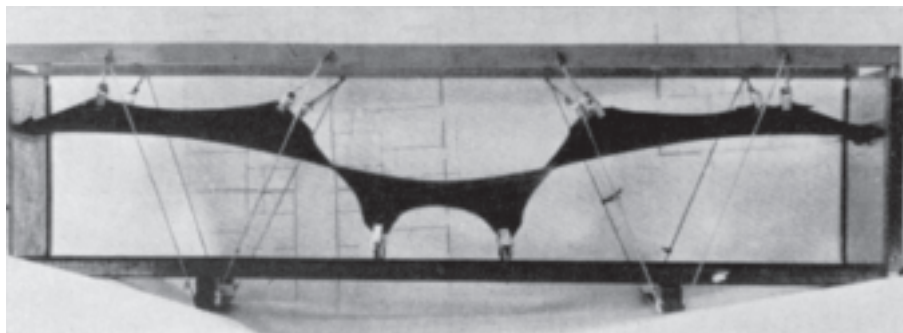
292

\_ Modello in scala 1:10 in microcalcestruzzo armato del Ponte sul Basento durante le fasi di costruzione presso l'ISMES di Bergamo (da "L'industria italiana del Cemento", n. 2, febbraio 1977).

\_ Modello in scala 1:10 in microcalcestruzzo armato del Ponte sul Basento durante le prove di laboratorio presso l'ISMES di Bergamo (Archivio Storico ISMES).



293

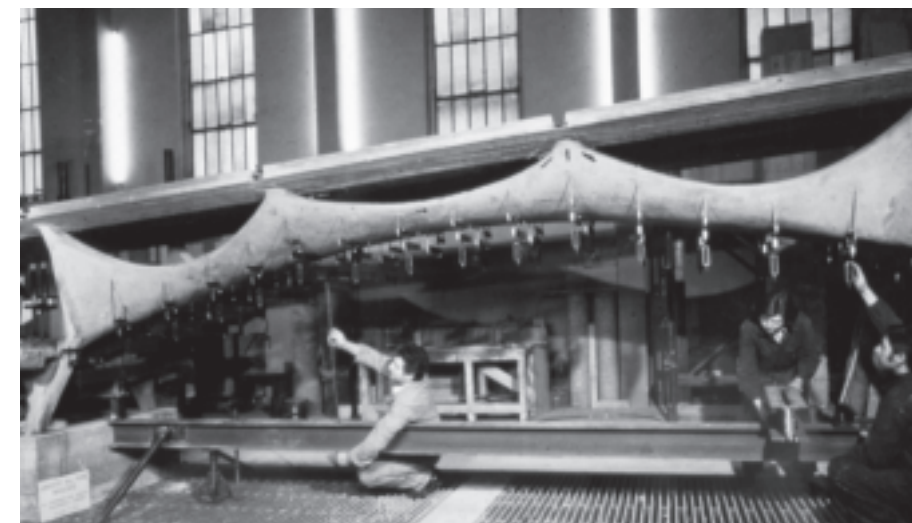
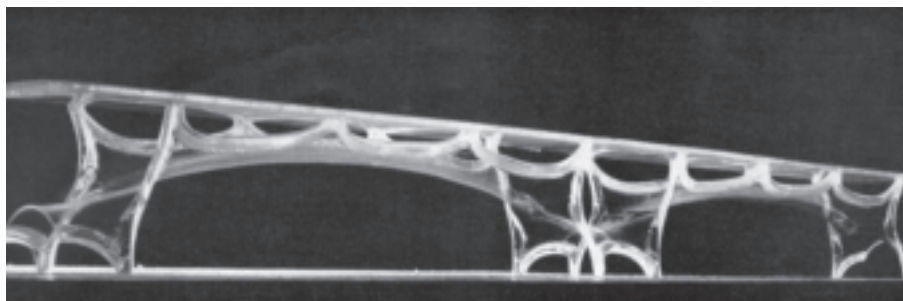


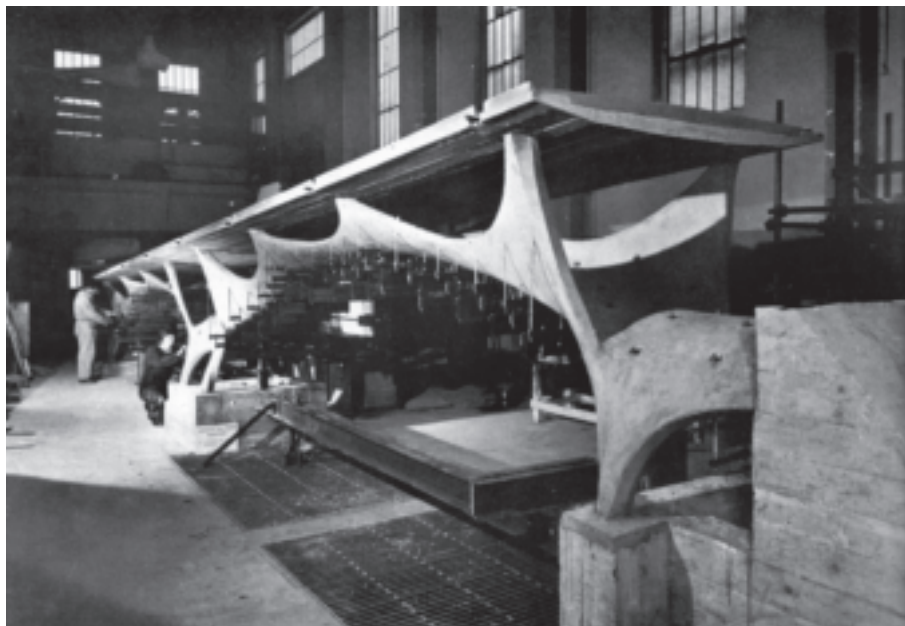
\_ Sergio Musmeci, modello di soluzione saponata e fili di cotone per una prima determinazione della forma del Ponte sul Basento (da "L'industria italiana del Cemento", n. 2, febbraio 1977).

\_ Modello di soluzione saponata e fili di cotone per una prima determinazione della forma del Ponte sul Basento (*ibidem*).

\_ Modello in neoprene del Ponte sul Basento, messo in tensione con uno speciale dispositivo di prova (*ibidem*).

\_ Modello in scala 1:100 in metacrilato del Ponte sul Basento (*ibidem*).





Modello in scala 1:10 in microcalcestruzzo armato del Ponte sul Basento durante le prove di laboratorio presso l'ISMES di Bergamo (Archivio Storico ISMES).

294

Sperimentale Modelli e Strutture di Bergamo, il cui presidente era a quel tempo Pier Luigi Nervi.

Il quarto modello del Ponte sul Basento, comprendente due campate, fu quindi realizzato in cemento armato in scala 1:10 riproducendo “per quanto possibile” tutti i dettagli del progetto aventi importanza statica, con armatura metallica e cavi di compressione opportunamente ridotti. Lungo 14 metri e con la volta spessa appena 3 centimetri, il modello avrebbe dovuto sopportare diverse tonnellate di carico, tanto che Musmeci lo definì «un guscio d'uovo sotto una morsa». <sup>70</sup> Le prove all'ISMES condussero a diverse modifiche dell'impalcato, a rinforzi della sezione di chiave dell'arco e all'aumento dell'armatura metallica trasversale, seguite da ulteriori indagini e ulteriori modifiche fino alla fase finale, quella delle prove a rottura. Tra il 29 e il 31 marzo 1971, alla presenza dei funzionari delle imprese e società coinvolte nel progetto, si aumentarono i carichi di peso proprio e accidentale, finché si giunse al collasso dell'intera struttura. <sup>71</sup>

Utilizzato come strumento “vivo” da modificare in corso d'opera in base ai risultati ottenuti, il modello in cemento armato fu decisivo per chiarire alcune questioni statiche, ma soprattutto per affrontare in maniera preventiva molti dei problemi che si sarebbero manifestati durante il cantiere vero e proprio. Ad esempio il tema della cassetta, uno dei più impegnativi dal punto di vista esecutivo: all'ISMES essa fu eseguita in gesso armato sotto il controllo diretto di Musmeci, consentendo di correggere le anomalie nei dati di tracciamento. Quando i casseri definitivi furono ultimati, si decise di confezionare anche un modello in gesso armato che riproduceva un quarto di campata, che fu consegnato all'Impresa Edilstrade di Forlì, appaltatrice dei lavori, per avere un riferimento tridimensionale in cantiere. <sup>72</sup>

Nella pratica, insomma, modelli di verifica e modelli orientati al *form finding*

sembrano completarsi più che contrapporsi: si assiste infatti a un'interazione continua, a un processo che non procede in senso univoco ma ritorna sui propri passi, ripetendo gli esperimenti e integrandoli con l'apporto fondamentale dello sperimentatore-progettista. Tuttavia sarà proprio Musmeci a rimarcare la profonda differenza tra la fase di creazione e di verifica, specie rispetto alle nuove possibilità offerte dal computer. All'inizio degli anni Settanta, <sup>73</sup> infatti, Musmeci scrisse diverse riflessioni a proposito dell'impiego del calcolo elettronico nella progettazione strutturale, distinguendo tra le potenzialità “quantitative” del computer e quelle “qualitative”.

Alla prima categoria appartengono «le enormi possibilità che esso offre nella verifica di stabilità di strutture molto complesse ed eventualmente così complesse da non consentire, per altra via, determinazioni rigorose». <sup>74</sup> Musmeci si riferisce alla verifica di strutture già progettate, sostenendo che tale funzione era stata ormai quasi del tutto assolta dal computer: «non resta che ritoccare qualche particolare. L'esperimento pratico di questo compito è ormai completamente affidabile al calcolo elettronico». <sup>75</sup> Al contrario, gli sforzi dell'ingegneria dovevano puntare all'utilizzo “qualitativo” del computer, e cioè allo sviluppo di sistemi capaci di originare forme strutturali ottimizzate.

Anche se Musmeci non riuscirà a condurre fino in fondo la sua battaglia – nel Ponte sul Basento la pretesa di creare una forma ottimizzata mediante procedimenti di analisi all'avanguardia sembra fallire davanti a un processo costruttivo artigianale e ormai anacronistico <sup>76</sup> – le sue riflessioni confermano che ormai i tempi sono cambiati, e che gli orizzonti dell'ingegneria strutturale dovevano essere estesi al di là dei confini che essa stessa si era posta. Diversamente dal passato, alla Scienza delle costruzioni sarebbe infatti spettato un compito nuovo e ben preciso: «quello di mettere in condizioni chi progetta di effettuare le sue scelte a un livello dove esse possano realmente decidere sull'utilizzazione strutturale della materia. Il compito è ora quello di produrre nuove forme, evidenziando tutte le proprietà strutturali che dalla forma dipendono, e consentendoci di mettere direttamente le mani su queste proprietà. Per assolverlo è necessario sviluppare una vera e propria teoria delle forme, interamente basata sulle enormi possibilità di trattamento delle informazioni offerte dai calcolatori elettronici. Questa deve essere la nuova vocazione della Scienza delle Costruzioni». <sup>77</sup>

### I modelli nerviani: una lettura su più livelli

I modelli strutturali di Pier Luigi Nervi hanno fatto però emergere chiavi interpretative che vanno ben oltre la loro funzione strumentale connessa alla scientificità del procedimento in sé. Vale dunque la pena riassumerli, cercando di raggrupparli in diverse categorie d'uso.

Nervi ricorre per la prima volta alle competenze di Danusso perché si trova impossibilitato a validare analiticamente, con i mezzi permessi dalla coeva Scienza delle costruzioni, lo schema strutturale iperstatico delle sue aviorimesse, “intuito” grazie alla sua proverbiale sensibilità statica. Il modello in scala ridotta entra perciò in gioco (alla stregua del calcolo matematico) come strumento di verifica operante

295





296

in una fase “esecutiva”, nettamente separata e subordinata rispetto a quella “creativa”, che è dominata esclusivamente dal maestro costruttore.

Assodata l’efficacia del procedimento danussiano, la funzione del modello passa da una sfera quasi personale (l’auto-dimostrazione della correttezza degli assunti progettuali) a un ruolo preminente per l’attività di consulenza che caratterizzerà tutta la sua carriera professionale, in Italia e all’estero: per l’arco all’E42 (in cui Nervi si muove all’interno di un progetto non suo), per il Centro Civico di Tucumán (progettato da Horacio Caminos e in minima parte da Oberti) e negli anni a venire per gli “ombrelli” di Newark, per la nuova sede del Bureau International du Travail e per altri progetti in cui la funzione di consulente si fonde con l’effettiva progettazione di alcuni nodi strutturali (ad esempio nei due grattacieli australiani di Harry Seidler).

La crescente complessità dei temi statici toccati da Nervi, che dagli anni Cinquanta comincia a confrontarsi con opere “da record” e alla quale corrisponde in parallelo l’evoluzione delle tecniche (e delle attrezzature) dell’ISMES, in alcuni casi renderà più sfumata la netta distinzione tra fase creativa e sperimentale. Nonostante non si possano mai osservare sostanziali stravolgimenti delle sue strutture a seguito delle verifiche di laboratorio, già nel Grattacielo Pirelli e nella Torre di Montreal si nota l’influenza dei loro risultati in fase progettuale: ad esempio l’impiego o meno della precompressione a Milano e l’irrigidimento delle strutture in vista delle azioni sismiche in Canada, «che non sarebbe mai stato possibile individuare con uno studio solamente teorico».78 Montreal è anche il banco di prova per confrontarsi seriamente con normative diverse da quelle italiane, specie legate ai terremoti, che avranno un peso ancora maggiore nella definizione della struttura di San Francisco. Il progetto della Cattedrale, guidato dalle prove sui quattro modelli, riassume e approfondisce questi punti, sia dal punto di vista progettuale (in questo caso fu

– Pier Luigi Nervi ed Enzo Lauletta discutono davanti al quarto modello della Cattedrale di San Francisco all’ISMES, 1965 (Archivio Storico ISMES).

notevole il riflesso dei risultati sperimentali sul sistema strutturale) sia da quello normativo, che a causa dei limiti di altezza previsti dal regolamento edilizio cittadino obbligarono a ricerche particolarmente complesse. In quest’ultimo caso ci si potrebbe chiedere come sarebbe evoluto il progetto se Nervi non avesse avuto a disposizione le competenze dell’ISMES.

Lo sfruttamento delle tecniche di modellazione in relazione a progetti oltre confine, specie nel contesto nordamericano (Montreal, San Francisco, Norfolk, Dartmouth, Newark) ma anche in Europa (Ginevra, Den Haag) fa poi capire altre due cose: Nervi comprese come la “tappa obbligata” presso l’ISMES poteva essere un modo per avvicinare a sé progetti geograficamente lontani che rischiavano di essere rivisitati dagli studi professionali esteri di riferimento, ma anche come l’autorevolezza dell’Istituto bergamasco costituisse un’ottima carta da giocare per rassicurare i propri committenti sulla realizzabilità delle sue opere. Da questo legame, saldato nel 1964 con la sua nomina a presidente dell’ISMES, nacque così un “conflitto di interessi” per cui Nervi forniva pubblicità e commesse dirette all’Istituto, ricevendo in cambio non solo un solido aiuto nella risoluzione di quesiti statici sempre più impegnativi, ma anche la divulgazione internazionale delle proprie opere in ambito accademico. Questo canale non va sottovalutato: dagli anni Cinquanta infatti, Danusso, Oberti e Lauletta divulgarono in tutto il mondo in occasione di prestigiosi convegni le sue strutture, donandogli il ruolo di progettista tra i più aggiornati nel campo della modellazione strutturale. A differenza di altri protagonisti dell’ingegneria strutturale del Novecento – si pensi alla produzione teorica di Eduardo Torroja79 – Nervi infatti si distinse (volutamente) più per le sue doti progettuali, costruttive e imprenditoriali che per una effettiva produzione scientifica nel campo della Scienza delle costruzioni. Nei suoi libri, nelle presentazioni dei suoi progetti e anche negli articoli editi su riviste specialistiche, più che le formule venivano illustrate soluzioni a problemi costruttivi contingenti; venivano offerte chiavi interpretative per le sue creazioni ed elargiti preziosi consigli etico-didattici sul mondo delle costruzioni, rispecchiando il pensiero e il *modus operandi* del Maestro, da sempre avverso a un’ingegneria fatta solo di calcoli validi in un mondo irreali. A questa “mancanza” (se di mancanza si può parlare) sopperì in un certo senso proprio la promozione offerta dagli ingegneri dell’ISMES: mostrando le fotografie dei “suoi” modelli come la punta di diamante dell’Istituto bergamasco, che tra gli anni Cinquanta e Sessanta poteva essere considerato uno dei più avanzati a livello mondiale, le opere di Nervi acquistavano ulteriore valore scientifico.

Se i modelli per il Grattacielo Pirelli, per Montreal e per San Francisco si distinguono per le loro peculiarità scientifiche o dimensionali, e altri seducono per varie ragioni – quelli delle aviorimesse in dipendenza del successo dell’opera reale, quello di Norfolk per la suggestiva riproduzione in miniatura della sua cupola eccetera –, non è da tralasciare neanche il ruolo di tutte le altre esperienze “minori” che presero vita tra Milano, Bergamo e Torino. Fondamentali furono infatti le prove legate al ferrocemento (le volte di Tucumán, le solette ad armatura equidiffusa, le “onde” della Fiera di Milano), materiale che grazie ad esse trovò importanti conferme prima di essere impiegato in progetti di scala ben maggiore come il Palazzo di Torino Esposizioni. Le condotte forzate “tipo Nervi” dimostrano invece l’estensione delle competenze dell’ingegnere e della Nervi & Bartoli, mentre i «giuochi luminosi»80

297

dei modelli fotoelastici per il Motta Grill di Limena e per la Torre di Pisa esprimono meglio di qualsiasi altro procedimento l'obiettivo nerviano di coniugare forma e statica.

### Il tramonto del "Sistema Nervi" e della stagione d'oro dell'ingegneria italiana

Alla luce delle esperienze descritte, sembra possibile tracciare un parallelo tra la parabola della modellazione strutturale – dai pionieristici esordi negli anni Trenta al suo ridimensionamento a partire dagli anni Sessanta – e la traiettoria compiuta dall'opera nerviana, strettamente connessa alle specifiche condizioni del panorama edilizio italiano del secolo scorso. Il ricorso generalizzato a questa tecnica rispecchiava infatti la fiducia di Nervi in un processo che fondeva un elevato livello scientifico con quanto dedotto dalla pratica sperimentale, che riuscì a concretizzarsi grazie all'unione del sapere degli allievi di Danusso con la straordinaria «abilità artigiana e manuale degli esecutori dei modelli e degli addetti all'applicazione e lettura degli apparecchi di misura».<sup>81</sup> Analogamente, nei cantieri "reali" troviamo un particolare sistema di collaborazione che vide sposarsi le idee di Nervi e la competenza delle squadre di operai specializzati che custodivano i segreti della prefabbricazione e del ferrocemento, soluzioni tutto sommato semplici e povere ma che richiedevano una perizia artigianale affinata in decenni di pratica.

Come le sue tecniche sperimentali, negli anni Sessanta questi metodi costruttivi stavano diventando anacronistici, specie nell'ottica di una loro diffusione internazionale. Si capisce dall'analisi dell'attività di Nervi in Nord America: dietro all'incredibile successo che egli riscosse oltre oceano, legato in buona parte all'abile campagna mediatica che seppe orchestrare,<sup>82</sup> i suoi metodi costruttivi e soprattutto il modello gestionale dello Studio Nervi si dimostrarono obsoleti rispetto alla disponibilità e ai costi della manodopera locale e all'organizzazione degli studi di *engineering* statunitensi.<sup>83</sup> Emblematico è ancora il caso della Cattedrale californiana: per cercare di tenere le fila di un cantiere ormai sfuggito di mano a causa della distanza geografica, acuita dall'età avanzata dell'ingegnere, Nervi propone di spedire a San Francisco dall'Italia l'intera struttura della copertura della Cattedrale, ovvero 1.600 elementi triangolari in cemento armato, per un valore di 60 milioni di lire e un peso di 1.000 tonnellate.<sup>84</sup> Un'ipotesi presto naufragata che fa quasi sorridere, e che trova un parallelo nel testardo tentativo di far svolgere le prove su modello relative all'Australia Square Tower presso l'ISMES, a 10.000 miglia di distanza da Sydney. Da questi episodi emerge tutto il divario tra il metodo di lavoro di Nervi, che sembra non poter prescindere da un controllo diretto su tutte le fasi del progetto (dalla gara d'appalto al cantiere), e un'internazionalizzazione dei processi edilizi che invece tendeva a smembrare competenze e responsabilità, riassumendole però in uffici di progettazione multidisciplinari e ben organizzati. Una situazione che si rivelò anche sul cantiere della Sydney Opera House, dove a fronteggiarsi erano il piccolo studio di Utzon, formato da uno staff di giovani neolaureati, e lo studio Ove Arup, che si stava avviando a divenire uno dei più grandi uffici di progettazione del mondo. L'attrito tra questi due modelli gestionali fu infatti tra le cause dell'allontanamento dell'architetto danese dal progetto.

Il cambio di passo non stava infatti interessando soltanto i metodi progettuali e le tecniche costruttive di Pier Luigi Nervi. Nel campo delle volte sottili in cemento armato, ad esempio, già dalla fine degli anni Cinquanta emersero i problemi legati all'incidenza del costo delle casseforme e delle armature per strutture complesse come quelle di Félix Candela, che difatti dovevano essere spiegate alla luce delle condizioni socio-economiche dei relativi contesti e di circostanze particolari. Le acrobazie strutturali dello spagnolo erano state rese possibili grazie al basso costo della manodopera messicana, alla libertà concessa dalla normativa locale e alla possibilità di controllare personalmente il passaggio dal progetto al cantiere attraverso l'impresa di costruzioni Cubiertas Ala, fondata da Candela con i suoi fratelli (un modello gestionale che ricorda quello della Nervi & Bartoli in Italia). Il declino di questa impresa alla fine degli anni Sessanta, dipendente dalla progressiva trasformazione delle condizioni economiche e di lavoro, fu decisivo nella scelta dell'architetto di trasferirsi all'inizio degli anni Settanta a Chicago, limitando l'attività progettuale per dedicarsi alla didattica presso la University of Illinois.<sup>85</sup>

Insomma, quelli che erano i punti di forza della strategia professionale nerviana, legati alle specificità del contesto edilizio italiano, diventarono progressivamente i suoi punti deboli, e decretarono l'epilogo dello Studio e del "Sistema" Nervi, incapaci di sopravvivere alla scomparsa dell'ingegnere, che avverrà nel 1979. Si tratta di un epilogo che va inserito all'interno di una crisi ben più profonda, che investì l'ingegneria italiana nel suo complesso. Conclusa l'epopea delle grandi opere pubbliche della seconda metà degli anni Cinquanta si assiste infatti a un processo involutivo, e dal miracolo economico si tornerà presto con i piedi per terra, ridimensionando il volume degli investimenti (specialmente pubblici) e di conseguenza tutto il sistema edilizio, compresa la carica sperimentale degli anni precedenti. I favolosi anni dell'ingegneria italiana, che avevano visto realizzare edifici e infrastrutture per l'Autostrada del Sole, per le Olimpiadi invernali di Cortina d'Ampezzo (1956), i Giochi Olimpici di Roma (1960) e il Centenario dell'Unità d'Italia a Torino (1961), cominciano a sbiadire.<sup>86</sup>



–1. «Pregoti presentare Assemblée azionisti Consiglio Amministrazione et Collegio sindacale ISMES mio commosso ringraziamento per mia nomina presidenza onoraria Stop Tua presidenza garantisce migliore futuro ISMES et pregiati accogliere miei affettuosi sinceri auguri» (MAXXI-PLN, faldone “Corrispondenza Studio Nervi. Associazione dal 1970 al 1981 da L a Z”, cart. “0”, telegramma da Pier Luigi Nervi a Guido Oberti, 9 marzo 1974 [data timbro ufficio telegrafo Roma]).

–2. L'ultima esperienza commissionata all'ISMES da Nervi fu quella relativa al sostentamento della Torre di Pisa, del 1973. Cfr. ISMES, ACS 855, *Prove fotoelastiche*, cit. alla nota 277 cap. 3.

–3. Cfr. C.M. Kovšca (a cura di), *Enzo Lauletta*, cit. alla nota 113 cap. 3.

–4. MAXXI-PLN, faldone “Corrispondenza Studio e Prof. P.L.N. dal 9/9/1970 al 24/1/1972”. Lettera da Pier Luigi Nervi a Giulio Andreotti, 6 ottobre 1970.

–5. *Ibidem*.

–6. E. Fumagalli, *I modelli geomeccanici*, in ISMES. 1961-1971, cit. alla nota 13 cap. 3, pp. 27-37.

–7. A. Castoldi, *Attività dell'ISMES nel campo dinamico*, in ISMES. 1961-1971, cit. alla nota 13 cap. 3, pp. 39-48. «La questione dello studio sperimentale degli effetti sismici ha molto interessato l'UNESCO e dopo una sua recente visita il prof. Matheyev, direttore della Sezione scientifica dell'UNESCO, ha scritto di poter considerare l'attrezzatura dell'Istituto e la preparazione tecnica del personale, paragonabili, in tutto il mondo, solamente ad altri tre istituti analoghi, uno in Jugoslavia (dovuto a recenti finanziamenti dell'UNESCO), uno in Giappone ed il terzo in California» (P.L. Nervi, *La ricerca sperimentale*, cit. alla nota 124 cap. 3, p. 152).

–8. E. Carabelli, *Attività dell'ISMES nel campo delle prospezioni geofisiche*, in ISMES. 1961-1971, cit. alla nota 13 cap. 3, pp. 49-52.

–9. R. Riccioni, *Modelli matematici*, cit. alla nota 324 cap. 3, pp. 53-58.

–10. R. Riccioni, *Modelli matematici*, cit. alla nota 324 cap. 3, p. 53. Per un approfondimento sul *Finite Element Method* (FEM) in questo periodo si vedano i seguenti testi: O. Zienkiewicz, *The Finite Element Method*, McGraw-Hill, 3<sup>rd</sup> ed., New York 1978; H.C. Martin e G.F. Carey, *Introduction to Finite Element Analysis*, McGraw-Hill, New York 1973; H. C. Martin, *Introduction to Matrix Methods of Structural Analysis*, McGraw-Hill, New York 1966; M.J. Turner, R.W. Clough, H.C. Martin, L.J. Topp, *Stiffness and Deflection Analysis of Complex Structures*, “J. of Aero. Sci.”, n. 23, settembre 1956; J. Robinson, *Early FEM Pioneers*, Pitman Press, London 1985; D.S. Burnett, *Finite Element Analysis*, Addison-Wesley, Reading (Mass) 1987; C.A. Felippa, *A Historical Outline of Matrix Structural Analysis: A Play in Three*

*Acts*, “Computers & Structures”, vol. 79, issue 14, giugno 2001, pp. 1313-1324; R.W. Clough, E.L. Wilson, *Early Finite Element Research at Berkeley*, testo dell'intervento presentato alla “Fifth U.S. National Conference on Computational Mechanics” (University of Colorado at Boulder, CO, USA, 4-6 agosto 1999); R.W. Clough, *The Finite Element in Plane Stress Analysis*, Proceedings, 2<sup>nd</sup> ASCE Conference on Electronic Computation, Pittsburgh, Pennsylvania, September 1960. Si veda anche l'interessante contributo di A.C. Scordelis, *General Analysis Using Discretizing Methods*, “Bulletin of IASS”, n. 71/72, dicembre 1979-aprile 1980, pp. 67-72.

–11. Cfr. B. Addis, *Building*, cit. alla nota 43 cap. 1, p. 543.

–12. Cfr. A.C. Scordelis, *General Analysis*, cit. alla nota 10.

–13. Cfr. J. Utzon, *Platform and Plateaus*, “Zodiac”, n. 10, 1962.

–14. Cfr. ad esempio A. Watson, *Building a Masterpiece. The Sydney Opera House*, Powerhouse Publishing, Sydney 2006, pp. 84-101; F. Fromonot, *Jørn Utzon, architetto della Sydney Opera House*, Electa, Milano 1998.

–15. Cfr. *ibidem*, p. 51.

–16. O. Arup, J. Zunz, *Sydney Opera House*, “The Arup Journal”, ottobre 1973, p. 5.

–17. O. Arup, cit. in F. Fromonot, *Jørn Utzon*, cit. alla nota 14, pp. 65-68.

–18. «The model for the laboratory tests was made to a scale of 1 to 60. The original version of the model was made in Denmark of white perspex which had less creep, slightly better elastic properties and was less susceptible to moisture and temperature changes than the transparent perspex usually used for structural models. The surfaces were manufactured by pressing warmed sheets of perspex into wooden moulds» (O. Arup, J. Zunz, *Sydney Opera House*, cit. alla nota 16, p.10. L'articolo fu pubblicato per la prima volta in “Structural Engineer”, marzo 1969. Sui modelli strutturali utilizzati nello studio della Sydney Opera House si veda anche il resoconto di J. Blanchard, *Model Tests for the Sydney Opera House*, “The Arup Journal”, vol. 3, maggio 1968, p. 60).

–19. O. Arup, J. Zunz, *Sydney Opera House*, cit. alla nota 16, p. 10.

–20. Cfr. *ibidem*, pp. 10-14.

–21. F. Fromonot, *Jørn Utzon*, cit. alla nota 14, p. 87.

–22. All'ingresso della Sydney Opera House una targa recita le parole di Utzon: «After three years of intensive search for a basic geometry for the shell complex I arrived in October 1961 at the spherical solution showed here.» Utzon e Jack Zunz illustrarono la nuova soluzione geometrica anche in una trasmissione della rete televisiva ABC, con l'aiuto di piccoli modelli in scala ridotta.

–23. «The model used was of solid wood representing the roof of the major hall and part of

the base to a 1:100 scale. A number of subsurface ducts was formed in each shell, parallel to the ridge, and each duct was connected at its lower end to a manometer. By opening these ducts to the air at points successively closer to the lower end, pressure readings for many points could be obtained from each manometer. To form the ducts, nylon wires were laid in 3.2 mm diameter grooves cut in the surface of the shell. The grooves were then filled with resin and the wires withdrawn. The only wind tunnel available at Southampton University had a closed working section 1.22 m square and the model occupied a large proportion of the stream area, particularly when at right angles to the wind. It was realized that the high blockage factor would lead to an overestimate of the leeward suction; so when an opportunity of using the NPL 2.74 m x 2.13 m open jet tunnel occurred, further measurements on the more critical area (i.e. Shell 2) were made. The second test was carried out by R. E. Whitbread and Miss M. A. Packer of the Aerodynamics Division of the NPL. ... To examine the airflow in the NPL tests tufts were attached to the surface of the model. Observation of these tufts indicated that flow separation was confined to the sharp edges (the ridges) of the model. It is reasonable to assume that the roof is a bluff body, that pressures are independent of Reynolds Number and that the tests results give pressure distributions which were adequate for design purposes. In assessing the limit states account had to be taken of a wind velocity gradient with height and of the presence of the other hall, neither of which were represented in the tests» (O. Arup, J. Zunz, *Sydney Opera House*, cit. alla nota 16, pp. 16-17. Cfr. anche R.E. Whitbread, M.A. Packer, *Wind pressure measurements on a model of the proposed new Sydney Opera House*, Nat. Phys. Lab. Aero Divn, Report 1049, London 1962. La scala utilizzata per questo modello conferma la tendenza generale, riscontrata anche per i modelli aerodinamici di Nervi, di utilizzare un rapporto di 1:100 per le prove in galleria del vento).

–24. O. Arup, J. Zunz, *Sydney Opera House*, cit. alla nota 16, p. 17. «Perhaps more important, there was not, at the beginning anyway, a complete understanding among practical engineers of which analytical approaches were best suited to the machines' capabilities.», *ibidem*.

–25. Cfr. D. Taffs, *Computers and the Opera House: pioneering a new technology*, in A. Watson, *Building a Masterpiece*, cit. alla nota 14, pp. 84-101.

–26. *Ibidem*, pp. 17-18. Cfr. anche P. Rice, *L'immaginazione costruttiva*, Marinotti, Milano 2012, pp. 53-61.

–27. Cfr. E. Torroja, *Puente pretensado de piedra natural*, “Informes de la Construcción”, Madrid, maggio 1955.

–28. Sull'opera e sulle ricerche di Hossdorf cfr.: P. Cassinello, *La relevante aportación de Heinz*

*Hossdorf al desarrollo del pretensado 1954-1968*, in M. Arenillas, C. Segura, F. Bueno, S. Huerta (a cura di), *Actas del Quinto Congreso Nacional de Historia de la Construcción*, Burgos, 7-9 junio 2007, I. Juan de Herrera, SEdHC, CICCPC, CEHOPU, Madrid 2007; id., *En Memoria de Heinz Hossdorf*, “Informes de la Construcción”, vol. 58, 502, aprile-giugno 2006, pp. 63-81; H. Hossdorf, *Das Erlebnis Ingenieur zu sein*, Birkhäuser, Berlin 2003.

–29. H. Hossdorf, *Modellstatik*, Bauverlag GMBH, Wiesbaden und Berlin 1971.

–30. H. Hossdorf, *Modelos reducidos: método de cálculo*, versione spagnola a cura di C. Benito Hernandez di *Modellstatik*, IETCC, Madrid 1972.

–31. *Ibidem*, p. 209 (traduzione dell'autore).

–32. *Ibidem*, p. 217 (traduzione dell'autore).

–33. G. Oberti, *Il contributo dei modelli al progetto e al controllo della sicurezza delle grandi costruzioni*, in ISMES. 1961-1971, cit. alla nota 13 cap. 3, p. 15.

–34. G. Oberti, A. Castoldi, *New trends in model research on large structures*, Paper presented at the 9<sup>th</sup> Congress of International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE), Amsterdam, May 1972, pubblicato in “I Quaderni ISMES”, n. 53, 1973.

–35. Particolarmente interessante è il contributo presentato da Alex C. Scordelis (già incontrato a San Francisco per le vicende legate alla Cattedrale di Nervi e Belluschi) al World Congress on Shell and Spatial Structures, tenutosi a Madrid nel 1979. Dice Scordelis: «Most of the early work and the presently available solutions and computer programs for thin shell analysis were based on linear elastic behavior. However, during the past 10 years, much of the research in this field has been directed towards solutions which include nonlinear geometric and/or material effects. Investigations of reinforced concrete shells, which model the composite concrete-steel reinforcement system and incorporate cracking of the concrete, nonlinear material properties of the concrete, and time dependent effects such as creep and shrinkage, as well as nonlinear [sic] geometric effects, are only very recent developments and still need much additional study» (A.C. Scordelis, *General Analysis*, cit. alla nota 10, p. 70).

–36. Cfr. *ibidem*.

–37. Cfr. capitolo precedente.

–38. Cfr. MAXXI-PLN, faldone 71 A, cart. “St. Mary's Cathedral. Disegni inviati al Prof. Belluschi in data 10/2/65 (dal n° 14bis al n° 23)”. Sul retro della copertina di questa cartellina è scritto: «Questi disegni hanno le proporzioni del modello elastico ultimo (quello sul quale si stanno facendo tutte le prove) ma sono superati (dalla successiva serie ...) perché hanno il travone di imposta della cupola ad asse verticale»; *ibidem*, cart. “St. Mary's Cathedral S. Francisco. 1° tentativo dopo modello cementizio. Disegni 13 e 14. Studi subito supera-

ti dai dis 14 bis... 23...”, disegni per il modello in scala 1:50, prodotti dallo Studio Nervi, datati 2 febbraio 1965. Sul retro della copertina di questa cartellina è scritto: «Nuova soluz. dopo modello cementizio. Subito superata dalla soluzione dei dis. 14 bis... 23... Questa soluz. (dis 13 e 14) va considerata un primissimo studio di passaggio».

–39. L.F. Robinson, *Saint Mary's Cathedral*, cit. alla nota 125 cap. 4, p. 187.

–40. E. Lauletta, cit. in G. Bocca *ISMES, quarant'anni*, cit. alla nota 4 cap. 2, p. 35.

–41. S. Musmeci, *Il calcolo elettronico e la creazione di nuove forme strutturali*, in M. Zevi (a cura di), *Il computer nella progettazione*, Bulzoni, Roma 1972, pp. 148-149.

–42. Musmeci lavora presso lo studio dell'impresa Nervi & Bartoli appena laureato, tra il 1949 e il 1951. In seguito lavorerà con Antonio Nervi presso lo Studio di Architettura e Tecnica edilizia e con Pier Luigi Nervi in veste di consulente.

–43. S. Musmeci, *Il calcolo elettronico*, cit. alla nota 41, p. 149.

–44. *Ibidem*.

–45. R. Hooke, *A Description of Helioscopes, And some other Instruments*, London 1676.

–46. Cfr. G. Poleni, *Memorie storiche della Gran Cupola del Tempio Vaticano*, Padova 1748.

–47. Cfr. J. Tomlow, *Das Modell. Antoni Gaudis Hängemodell und Seine Rekonstruktion - Neue Erkenntnisse zum Entwurf*, Institut für leichte Flächentragwerke, Stuttgart 1989, p. 20.

–48. *Ibidem*.

–49. *Ibidem*, p. 54.

–50. Cfr. C. Weber, *Frei Otto. Experimentelle Modelle*, in O. Elser, P. Cachola Schmal (a cura di), *Das Architekturmodell: Werkzeug, Fetisch, kleine Utopie*, catalogo della mostra al DAM Deutsches Architekturmuseum, Frankfurt a.M., Scheidegger & Spiess, Frankfurt a.M. 2012, pp. 45-50; cfr. anche pp. 178-195.

–51. Cfr. F. Otto, *Tensile Structures*, vol. I, MIT Press, Cambridge 1979.

–52. Cfr. B. Addis, *Building*, cit. alla nota 43 cap. 1, p. 555.

–53. Cfr. R. Barthel, *Natural Forms - Architectural Forms*, in W. Nerdinger (a cura di), *Frei Otto. Complete Works. Lightweight Construction Natural Design*, Birkhäuser, Basel 2005, pp. 17-30; B. Burkhardt, *The Institute for Lightweight Structures University Institute and Spinners' Centre*, in *ibidem*, pp. 91-100.

–54. Data la complessità della struttura, essa fu successivamente verificata dallo studio Ove Arup & Partners con un'analisi al computer. Cfr. B. Addis, *Building*, cit. alla nota 43 cap. 1, pp. 556-558.

–55. Cfr. D. Billington, *Thin Shell Concrete Structures*, McGraw-Hill, New York 1965; id., *The Art of Structural Design: A Swiss Legacy*, Princeton University Art Museum/Yale University Press, 2003; *Heinz Isler as Structural Artist*, Princeton University Art Museum, Princeton 1980.

–56. Cfr. H. Isler, *New Shapes for Shells*, contributo presentato al IASS Colloquium on Non-traditional Construction Processes of Shell Structures, Madrid 1959; in “Bulletin of the International Association for Shell Structures”, n. 8, 1961; id. *New Shapes for Shells - Twenty Years After*, in “Bulletin of the International Association for Shell and Spatial Structures”, n. 71-72, 1980, pp. 9-26.

–57. «In this analogy, an error arises from the fact that pneumatic pressure is perpendicular to the membrane surface whereas gravitation forces are vertical. If the shell is shallow and its rise small, this error can be neglected» (H. Isler, *New Shapes for Shells*, cit. alla nota 56, p. 13).

–58. Cfr. E. Ramm, *Heinz Isler - The Priority of Form*, “Journal of the International Association for Shell and Spatial Structures”, vol. 52, n. 3, settembre 2011, p. 147.

–59. H. Isler *New Shapes for Shells*, cit. alla nota 56, p. 17.

–60. *Ibidem*, p. 19.

–61. *Ibidem*.

–62. E. Ramm, *Heinz Isler*, cit. alla nota 58, p. 151.

–63. H. Isler, *Modernere Schalenbau*, in *Zum Werk von Félix Candela, Die Kunst der leichten Schalen*, R. Müller, Köln 1992, cit. in E. Ramm, *Heinz Isler*, cit. alla nota 58, pp. 151-152.

–64. S. Musmeci, *Le tensioni non sono incognite*, “Parametro”, n. 80, ottobre 1979, p. 40.

–65. Sull'opera di Musmeci si veda l'ottimo saggio di R. Capomolla, *Le «forme organiche strutturali». Materia e spazio nelle opere di Sergio Musmeci*, “Rassegna di Architettura e Urbanistica”, n. 121-122, gennaio-agosto 2007, pp. 135-148.

–66. S. Musmeci, *Ponte sul Basento a Potenza*, “L'industria italiana del cemento”, n. 2, febbraio 1977, pp. 82-83.

–67. *Ibidem*, p. 84.

–68. Cfr. R. Capomolla, *Il ponte sul Basento, ovvero l'invenzione di una forma “ancora senza nome”, “Casabella”*, n. 739-740, dicembre 2005-gennaio 2006, pp. 13-19. Sul Ponte sul Basento si veda anche M. Guccione (a cura di), *Il ponte e la città. Sergio Musmeci a Potenza*, Gangemi Editore, Roma 2003.

–69. Cfr. R. Capomolla, *Il ponte sul Basento di Sergio Musmeci. Il progetto della forma strutturale prima dell'avvento del calcolo automatico*, in A. Buccaro, G. Fabricatore, L.M. Papa (a cura di), *Storia dell'Ingegneria, Atti del 1° Convegno Nazionale*, cit. alla nota 87 cap. 3, pp. 1143-1152.

–70. S. Musmeci, *Ponte sul Basento*, cit. alla nota 66, p. 86.

–71. Cfr. ISMES, ACS 748, *Viadotto sul Basento. Relazione sulle prove statiche eseguite su modello in cemento armato in scala 1:10*, pratica n. 835, giugno 1971.

–72. Cfr. ISMES, ACS 748, *Viadotto sul Basento*, cit. alla nota 71.

–73. Cfr. M. Zevi (a cura di), *Il computer nella progettazione*, cit. alla nota 41.

–74. S. Musmeci, *Il calcolo elettronico*, cit. alla nota 41, p. 147.

–75. *Ibidem*.

–76. Cfr. T. Iori, *L'ingegneria del «miracolo italiano»*, cit. alla nota 124 cap. 1; R. Capomolla, *Le «forme organiche strutturali»*, cit. alla nota 65.

–77. *Ibidem*, pp. 149-150.

–78. P.L. Nervi, *Contributo italiano*, cit. alla nota 90 cap. 1, p. 6.

–79. *De la construcción a la ciencia*, cit. alla nota 75 cap. 1.

–80. P.L. Nervi, *Costruire correttamente*, cit. alla nota 24 cap. 1, p. 106.

–81. P.L. Nervi, *La ricerca sperimentale*, cit. alla nota 124 cap. 3, p. 153.

–82. Cfr. A. Bologna, *Pier Luigi Nervi*, cit. alla nota 4 cap. 3.

–83. Cfr. A. Bologna, G. Neri, *Pier Luigi Nervi*

*in the United States. The height and decline of a master builder*, in *Structure and Architecture: Concept, Application and Challenges*, Taylor & Francis Group, London 2013, pp. 1900-1906.

–84. Cfr. S. Pace, *Cattedrale di Saint Mary*, cit. alla nota 11 cap. 4, p. 191. Le lettere relative a questa proposta, del 1965, sono contenute in MAXXI-PLN, pacco 70 A, cart. “Cattedrale di San Francisco (corrispondenza con F.lli Delfino)”.

–85. Cfr. P. Cassinello, *Félix Candela en el contexto internacional de la Aventura Laminar del la Arquitectura Moderna: Thin Concrete Shells*, in id. (a cura di), *Félix Candela*, cit. alla nota 71 cap. 1, pp. 61-109. In particolare si veda il paragrafo “El fin de la Aventura Laminar de las Thin Concrete Shells”, p. 105 e sg.

–86. Cfr. T. Iori, *L'ingegneria del «miracolo italiano»*, cit. alla nota 124 cap. 1.



Apparati

## Fonti archivistiche

Per ricomporre le vicende descritte in questo volume si è resa necessaria un'indagine estesa a fonti assai eterogenee, durata diversi anni: il presente studio è infatti il frutto di un dottorato di ricerca in Storia dell'architettura e dell'urbanistica svolto tra il 2008 e il 2010 presso il Politecnico di Torino e quello di Milano,<sup>1</sup> i cui risultati sono stati ampliati negli anni successivi. In particolare, è stata importante l'attività di ricerca svolta nell'ambito del progetto "Pier Luigi Nervi. Arte e Scienza del costruire", che ha portato alla realizzazione di diverse mostre con sezioni specifiche su questo tema.<sup>2</sup> Un momento di indispensabile e fondamentale rielaborazione è stato poi il corso da me tenuto nel semestre autunnale 2012-2013 presso l'Accademia di architettura di Mendrisio, dal titolo "Tra Arte e Scienza: Pier Luigi Nervi e l'ingegneria strutturale del Novecento".

Le ricerche condotte in questi anni sono partite dalla consultazione di due archivi fondamentali. Il primo è l'Archivio Storico dell'ISMES, l'Istituto nel quale fu testata la maggior parte dei modelli strutturali nerviani: questo archivio, che oggi ha sede a Seriate (BG), raccoglie tutte le relazioni tecniche di laboratorio relative ai modelli fatti realizzare dopo il 1951. Grazie a questi documenti è stato possibile osservare il problema da un punto di vista tecnico-scientifico, anche in rapporto al coevo stato dell'arte della modellistica strutturale.<sup>3</sup> Data l'importanza che l'ISMES rivestì a livello internazionale nello sviluppo di questa tecnica, e dato il coinvolgimento di Nervi nelle sue politiche aziendali, largo spazio è stato concesso alla storia dell'Istituto, indissolubilmente legata a quella dello sviluppo dell'ingegneria in Italia e agli stravolgimenti socio-politici che interessarono il panorama edilizio italiano nel secondo dopoguerra.

Il secondo archivio è invece quello del MAXXI di Roma, al cui interno è presente il Fondo Pier Luigi Nervi, curato dal Centro Archivi del MAXXI Architettura. Il Fondo Nervi (ufficialmente denominato "Archivio Nervi"), che raccoglie una parte consistente dell'archivio dello Studio Nervi, contiene 10.231 materiali grafici, circa 12.000 materiali fotografici, 248 faldoni con documenti relativi ai vari progetti, circa 50 faldoni di corrispondenza, una ventina di faldoni di materiale a



stampa, audiovisivi e molto altro ancora.<sup>4</sup> Un patrimonio immenso e non ancora interamente catalogato al tempo della presente ricerca, che ha costretto a un'indagine lunga e paziente per permettere la verifica dei diversi materiali. Incrociando queste informazioni con i documenti dell'ISMES è stato possibile restituire un processo progettuale, imprenditoriale e gestionale interpretabile da diverse angolazioni.

Tuttavia, questi due archivi non si sono dimostrati sufficienti per ricostruire l'intero periodo sotto esame: entrambi contengono infatti documenti in prevalenza successivi alla seconda guerra mondiale, e talvolta profonde lacune. Per risalire agli anni degli esordi della collaborazione tra Nervi e Danusso si sono perciò cercate tracce presso il Politecnico di Milano, dove nel 1930 Arturo Danusso fondò il Laboratorio "Prove modelli e costruzioni" annesso all'Istituto di Scienza delle Costruzioni. Purtroppo quasi tutto il materiale qui conservato è stato distrutto o disperso negli ultimi decenni, in seguito alla riorganizzazione dei vari locali e dei diversi dipartimenti qui ubicati. Rimangono solo alcuni documenti all'interno dell'Archivio Lerici, afferente al Dipartimento di Ingegneria strutturale, e qualche indizio presso l'Archivio Centrale del Politecnico. Lo studio dei modelli nerviani del periodo 1935-1950 si è dunque concentrato sulle numerose pubblicazioni prodotte da Nervi, da Danusso e da Guido Oberti, oltre che ovviamente su tutti gli studi prodotti negli ultimi anni sull'attività di questi personaggi.

Alcune opere hanno poi richiesto indagini estese presso altri archivi, in Italia e all'estero. Ad esempio l'assenza di un corpus unitario di materiali inerenti al progetto del Grattacielo Pirelli ha portato alla consultazione dell'Archivio Storico delle Industrie Pirelli di Milano e del Civico Archivio Amministrativo del Comune di Milano; per il caso delle verifiche sperimentali per l'Aeroporto di Newark (USA) si sono cercati materiali presso gli Archivi della Avery Architectural and Fine Arts Library della Columbia University a New York; per le complesse vicende progettuali e burocratiche relative alla Saint Mary's Cathedral si sono dovute compiere indagini presso gli archivi comunali di San Francisco, e così via.

Ovviamente non è stato tralasciato il patrimonio nerviano conservato presso il Centro Studi e Archivio della Comunicazione di Parma (CSAC), anche se, dal momento che qui sono conservati prevalentemente disegni di progetto slegati dalle vicende sperimentali in questione, esso è stato oggetto di ricognizioni mirate e puntuali, ad esempio per i casi delle Aviorimesse in cemento armato, per il Grattacielo Pirelli e per l'Autogrill Motta a Limena. Le ricerche hanno inoltre svelato l'esistenza di una solida rete di rapporti tra l'ISMES e il Politecnico di Torino, al quale l'Istituto di Bergamo subappaltò alcuni dei modelli di Nervi per farli testare nella galleria del vento: grazie alla consultazione dell'Archivio dell'Istituto di Meccanica applicata alle macchine, Aerodinamica e Gasdinamica dell'Ateneo torinese sono infatti emersi non pochi documenti inediti.

Oltre alle fonti archivistiche, lo studio si è basato su di un'altrettanto ampia ricerca bibliografica. A partire dai numerosi scritti di Nervi e dagli studi finora condotti sull'evoluzione dell'ingegneria strutturale italiana (e non solo), particolare attenzione è stata data alla produzione scientifica di Danusso, Oberti e di altri ingegneri dell'ISMES (ad esempio Enzo Lauletta), che sono serviti come base per investigare lo stato dell'arte della modellazione strutturale in Europa e nel mondo nel XX se-

colo. La ricerca si è poi allargata a testi più o meno specialistici sulle diverse tematiche legate a questa tecnica, con l'obiettivo di coglierne la diffusione internazionale, ad esempio analizzando gli atti di numerosi convegni che ebbero luogo negli anni Cinquanta e Sessanta. Per questo si è deciso di aggiungere, oltre alla bibliografia relativa ai singoli capitoli, anche una bibliografia tematica sulla modellazione strutturale. Questo insieme di testi, di carattere strettamente scientifico e spesso relativo ad esperienze specifiche svolte in tutto il mondo, assume una valenza particolare in quanto non è stato utilizzato solamente in senso "tecnico", ma piuttosto come cartina di tornasole per comporre le geografie e la storia dell'evoluzione di questa metodologia sperimentale nel periodo di tempo considerato. La delimitazione cronologica operata non corrisponde infatti solamente alle vicende legate all'esperienza nerviana, ma coincide anche grossomodo al periodo in cui la tecnica del modello strutturale fisico ebbe maggior fioritura: negli anni Trenta si hanno le prime importanti applicazioni a livello europeo, e verso gli anni Settanta si compie invece quel processo di sostituzione del modello fisico con quello "virtuale", come conseguenza dell'estensione generalizzata di nuovi sistemi di analisi strutturale in combinazione con l'avvento del calcolatore elettronico.

Proprio per comprendere le specificità e le differenze tra il lavoro svolto dall'ISMES e da Nervi e quello di altri centri di ricerca internazionali, è stato compiuto uno studio approfondito sulla situazione spagnola, che offre non poche analogie con quella italiana: negli stessi anni in cui Danusso intraprende le prime ricerche su modello, a Madrid infatti Eduardo Torroja ricorresse alla modellazione per verificare la stabilità di alcune sue opere, dando il via a una solida tradizione sperimentale tuttora in vigore. Durante diversi periodi di studio a Madrid sono stati quindi consultati gli archivi che contengono materiale relativo all'attività professionale e sperimentale del celebre ingegnere spagnolo: l'Archivio Torroja presso il CEHOPU; l'Archivio storico del Laboratorio Central de Estructuras y Materiales de Construcción (LCEMC) presso il Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX); gli archivi dell'Istituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento (IETCC) eccetera. Ne è emersa una mole vastissima di dati e di esempi particolarmente significativi, necessariamente sintetizzati all'interno di questo lavoro: si potrebbe infatti scrivere un libro analogo e parallelo al presente mutando solo il nome del suo protagonista.

Sempre su questo piano, importanti sono stati anche i contatti diretti con alcuni specialisti del settore in vari continenti: ad esempio con Mamoru Kawaguchi, che insieme al celebre ingegnere nipponico Yoshikatsu Tsuboi testò i modelli in scala ridotta delle opere di Kenzo Tange in Giappone, e con alcuni ingegneri che in Australia lavorarono sui modelli dei grattacieli progettati da Harry Seidler in collaborazione con Nervi.

Purtroppo la maggior parte dei modelli "nerviani" è andata distrutta. Quando ciò non accadde durante le prove di laboratorio, che spesso ne presupponevano proprio la "rottura" per investigare fino a che punto essi avrebbero sopportato un carico, i modelli vennero dimenticati, riciclati, demoliti. Nonostante il loro valore iconico, che ben traspare dalle fotografie conservate, essi erano innanzitutto strumenti di lavoro, e come tali venivano trattati. Si vedrà però leggendo queste pagine

come alcuni modelli, specie quelli che riproducevano l'opera nella sua interezza, accanto alla loro funzione tecnica acquisirono anche valenze più simili a quelle di un "semplice" modello architettonico: la perizia con cui essi furono confezionati dalle maestranze del Politecnico di Milano e poi dall'ISMES rendeva infatti possibile visualizzare concretamente geometrie complesse in modo ben più evidente rispetto a qualsiasi disegno.

Quasi per miracolo si sono salvati quattro modelli, due dei quali sono attualmente conservati presso i locali dell'Università Politecnica della Marche ad Ancona e due presso il Politecnico di Torino. I primi due modelli furono tratti in salvo all'inizio degli anni Ottanta: il modello in scala 1:36,89 della Cattedrale di San Francisco e quello in scala 1:50 per la Rupert C. Thompson Arena ad Hanover (USA), risalenti rispettivamente alla metà degli anni Sessanta e all'inizio del decennio successivo, erano infatti destinati all'oblio, ma furono scoperti presso l'ISMES da Gabriele Milelli che li utilizzò per una mostra monografica su Nervi per poi lasciarli esposti nell'ateneo marchigiano fino ai nostri giorni. Gli altri due, entrambi in scala 1:100, sono invece il modello della stessa Cattedrale e quello della Norfolk Scope Arena in Virginia (USA), testati verso la metà degli anni Sessanta. Essi erano destinati a particolari prove in galleria del vento, e per questo furono affidati ai laboratori del Politecnico torinese: per lungo tempo dimenticati, sono stati recuperati (grazie alle ricerche di Mario Alberto Chiorino) e restaurati dal CEMED.

Il vuoto lasciato da tutti gli altri modelli è però in buona parte colmato dalla presenza sulle riviste, presso l'Archivio Storico ISMES, presso gli archivi nerviani e presso diversi archivi italiani ed esteri di una eccezionale documentazione fotografica (si tratta di centinaia di immagini) che permette di osservare passo per passo le vicende sperimentali in tutte le loro fasi, proprio come se fosse la cronaca di cantiere di edifici reali. Il ritrovamento, la catalogazione e l'acquisizione digitale di tutte queste immagini, volta anche alla conservazione di un patrimonio storico facilmente deperibile, rappresentano infatti una componente fondamentale di questo lavoro, che si è cercato di restituire nell'apparato iconografico che accompagna il testo. Immagini che colpiscono per diverse ragioni: per l'elevata perizia artigianale, per le dimensioni di alcuni di questi manufatti, semplicemente perché mostrano in piccolo alcune tra le più celebri opere di Nervi. O forse perché le immagini di questi capolavori in miniatura spiegano meglio di qualsiasi testo ciò che il celebre ingegnere intendeva quando parlava di "Scienza e Arte del costruire".

#### Archivi consultati

- ISMES, Archivio Storico ISMES, Serrate.
- MAXXI-PLN, Archivio Pier Luigi Nervi, MAXXI Museo Nazionale delle Arti del XXI secolo, collezione MAXXI Architettura, Roma (MAXXI).
- CSAC, Archivio Nervi, Centro Studi e Archivio della Comunicazione, Parma.
- IMAMAG, Archivio dell'Istituto di Meccanica applicata alle macchine, Aerodinamica e Gasdinamica del Politecnico di Torino.
- AT-CEHOPU, Archivio Torroja presso il CEHOPU, Madrid.
- LCEMC-CEDEX, Archivio Storico del Laboratorio Central de Estructuras y Materiales de Construcción presso il Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas, Madrid.
- ACSRo, Archivio Centrale dello Stato, Roma.
- ASP, Archivio Storico Pirelli, Milano.
- Archivio Centrale del Politecnico di Milano.
- Archivio dell'Istituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento (IETCC), Madrid.
- Archivio Lericci, Dipartimento di Ingegneria strutturale, Politecnico di Milano.
- Archivio Sergio Musmeci e Zenaide Zanini, MAXXI, Roma.
- Civico Archivio Amministrativo del Comune di Milano.
- Department of Drawings and Archives, Avery Architectural and Fine Arts Library, Columbia University, New York.
- Sydney Opera House Archive, Sydney.

–1. Cfr. G. Neri, *Capolavori in miniatura. Pier Luigi Nervi e la modellazione strutturale*, tesi di dottorato in Storia dell'Architettura e dell'Urbanistica, Politecnico di Torino - Politecnico di Milano, XXIII ciclo, discussa nell'aprile 2011. La tesi è stata seguita dal prof. Fulvio Irace (tutor) e dal prof. Mario Alberto Chiorino (co-tutor).

–2. Dal 2010 è stata avviata una mostra itinerante sull'opera di Pier Luigi Nervi, promossa da PLN Project Association. Nelle tappe di Bruxelles (2010, CIVA), di Torino (2011, Torino Esposizioni), di Salerno (2013, Campus di Fisciano) e di Wrocław (2013, Muzeum Architektury) sono state realizzate sezioni specifiche sui modelli di Nervi e sul rapporto dell'ingegnere con la cultura politecnica italiana. Queste sezioni sono state curate da Mario Alberto Chiorino con Gabriele Neri. Cfr. M.A. Chiorino, G. Neri, *I legami tra Pier Luigi Nervi e la cultura politecnica milanese e torinese: una stagione d'oro dell'ingegneria e architettura italiana del Novecento*, in S. Pace (a cura di), *Pier Luigi Nervi*, cit. alla nota 22 cap. 3, pp. 130-143.

–3. Le relazioni originali delle prove svolte all'ISMES sono conservate a Serrate, mentre copie di queste sono state consultate sia presso il MAXXI di Roma sia presso gli archivi dei diversi committenti che ordinarono tali esperimenti. Per correttezza e organicità si è deciso di indicare sempre come fonte per le immagini e per i documenti la loro collocazione presso l'Archivio Storico ISMES di Serrate.

–4. Cfr. E. Valente, *L'archivio Pier Luigi Nervi nelle collezioni del MAXXI Architettura di Roma*, in C. Olmo, C. Chiorino (a cura di), *Pier Luigi Nervi*, cit. alla nota 8 cap. 1, p. 231. Al tempo dello svolgimento della presente ricerca l'Archivio Nervi al MAXXI non era ancora stato interamente catalogato. Per questo le collocazioni fanno riferimento alla classificazione originale segnata sui singoli documenti o sui singoli faldoni.



# Bibliografia

## 1935-1950. Pier Luigi Nervi e la Scuola di Arturo Danusso

Monografie, cataloghi di mostre, atti di convegni

B. Addis, *A history of using scale models to inform the design of structures*, in S. Huerta (a cura di), *Essays in the history of the theory of structures*, Instituto Juan de Herrera, Madrid 2005.

B. Addis, *Building: 3000 Years of Design Engineering and Construction*, Phaidon, London 2007.

G. Albenga, *Sguardo sintetico all'evoluzione del cemento armato dall'origine ai giorni nostri*, F. Failli, Roma 1945.

G. Albenga, *I ponti*, UTET, Torino 1953.

A. Anselmi, *Le aviorimesse di Pier Luigi Nervi ad Orvieto, Orbetello e Torre del Lago 1935-1943*, tesi di dottorato, Iuav, Venezia 2007.

J. Antuña Bernardo, *Las estructuras de edificación de Eduardo Torroja Miret*, tesi di dottorato, ETSAM, Madrid 2002.

*Architectures d'ingénieurs, XIX<sup>e</sup>-XX<sup>e</sup> siècles*, CCI edition - Centre George Pompidou, Paris 1978.

F. Arredondo, C. Benito, G. Echegaray, J. Nadal, A. Paez, F. Del Pozo, *La obra de Eduardo Torroja*, Instituto de España, Madrid 1977.

*Atti Scuola Spec. Cementi Armati Fond. Pesenti*, Hoepli, Milano 1935.

G.P. Bardelli, E. Filippi, E. Garda (a cura di), *Curare il Moderno. I modi della tecnologia*, Marsilio Editori, Venezia 2002.

B. Bassegoda Musté, *Algunos ensayos sobre técnica edificatoria*, Universidad Politécnica de Barcelona, Barcelona 1974.

E. Bellezza, *Ponti in cemento armato*, UTET, Torino 1912.

E. Benvenuto, *La scienza delle costruzioni e il suo sviluppo storico*, Sansoni, Firenze 1981.

C. Berger, V. Guillerme, *La construction en ciment armé, application générale. Théories et systèmes divers*, Dunod et Pinat, Paris 1904.

G. Bianchino, D. Costi (a cura di), *Cantiere Nervi. La costruzione di una identità. Storie, geografie, paralleli*, Skira, Milano 2012.

D.P. Billington, *Robert Maillart's Bridges. The Art of Engineering*, Princeton University Press, Princeton 1979.

D.P. Billington, *Robert Maillart and the Art of Reinforced Concrete*, The MIT Press, Cambridge (MA) 1989.

L.C. Boistard, *Recueil d'expériences et observations*, Paris 1800.

P.W. Bridgman, *Dimensional Analysis*, Yale University Press, New Haven (CT) 1922.

G.P. Brizzi, L. Maini, P. Pombeni (a cura di), *L'Università di Bologna: maestri, studenti e luoghi dal 16° al 20° secolo*, Silvana Editoriale, Cinisello Balsamo 1988.

I. Brunel, *The Life of Isambard Kingdom Brunel, Civil Engineer*, Longmans, Green & Co., London 1870.

M. Calvesi, E. Guidoni, S. Lux, *E42. Utopia e scenario del regime*, Marsilio, Venezia 1987.

Carlos Fernández Casado, *Ingeniero*, CEHOPU, Madrid 2007.

R. Castagna, *Escuela de Arquitectura y Urbanismo. Catálogo de la exposición realizada en el hall del Pasaje Dardo Rocha*, La Plata 1953.

M. Cennamo (a cura di), *Materiali per l'analisi dell'architettura moderna*, Fausto Fiorentino Editore, Napoli 1973.

C. Cestelli Guidi, A. Danusso, A. Martinelli, G. Oberti, E. Pistolesi, L. Sobrero, *Nuove ricerche nelle costruzioni civili*, a cura dell'Istituto Nazionale per gli Studi e la Sperimentazione nell'Industria Edilizia, Ed. La Bussola, Roma 1946.

Chambre Syndicale des Constructeurs en Ciment

- Armé, *Cent Ans de béton armé*, Science & Industrie, Paris 1949.
- M.A. Chiorino, *Meccanica Strutturale: il contributo di Torino e del Piemonte 1750-2000*, Accademia delle Scienze di Torino, Portale della storia della scienza e della tecnologia, in corso di pubblicazione.
- P. Christophe, *Le béton armé et ses applications*, Paris-Liège 1902.
- J.L. Clarke, F.K. Garas, G.S.T. Armer, *Design of concrete structures: the use of model analysis*, Elsevier, London 1985.
- P. Claudel, *Conversations dans le Loir-et-Cher, Mardi, 1928*, in "L'Almanach des champs", 1<sup>er</sup> mai-1<sup>er</sup> novembre 1930, poi Gallimard, Paris 1934.
- E.G. Coker, L.N.G. Filon, *A treatise on Photoelasticity*, Cambridge University Press, Cambridge 1931.
- G.R. Collins, *Antonio Gaudí*, George Braziller, New York 1960.
- G.R. Collins, *Gaudí. His Life, His Theories, His Work*, Editorial Blume, Barcelona 1975 (edizione inglese di *Gaudí. Su vida, su teoria, su obra*, Colegio Oficial de Arquitectos de Cataluña y Baleares, Comisión de Cultura, Barcelona 1967).
- P. Collins, *Concrete: the vision of a new architecture: a study of Auguste Perret and his precursors*, Faber & Faber, London 1959.
- S. D'Agostino (a cura di), *Storia dell'Ingegneria, Atti del 2<sup>o</sup> Convegno Nazionale, Napoli, 7-8-9 aprile 2008*, Cuzzolin, Napoli 2008.
- S. D'Agostino (a cura di), *Storia dell'Ingegneria, Atti del 3<sup>o</sup> Convegno Nazionale, Napoli, 19-20-21 aprile 2010*, Cuzzolin, Napoli 2010.
- A. Danusso, *Scienza delle costruzioni*, Ravezzani Editore, Milano 1937.
- A. Danusso, *Intuito e Scienza nel Cemento Armato*, in *Il Corso di Perfezionamento per le costruzioni in cemento armato - Rendiconti e Pubblicazioni*, Editrice Politecnica Tamburini, Milano 1952, pp. 53-62.
- A. Danusso, *Scienza delle Costruzioni*, Libreria Editrice Politecnica Tamburini, Milano 1960.
- A. Danusso, G. Oberti, *Indagini sperimentali sulle Costruzioni. "La fotoelasticità"*, Libreria Editrice Politecnica, Milano 1932.
- De la construcción a la ciencia. Ayer y hoy de Eduardo Torroja*, Real Academia de Ciencias – Academia de Ingeniería, Madrid 2000.
- G. Delhumeau, *L'invention du Béton Armé, Hennebique 1890-1914*, Institut Français d'Architecture, Norma Editions, Paris 1999.
- C. Fabry, *Photoélasticité, Sur une nouvelle méthode pour l'étude expérimentale des tensions élastique*, Comptes Rendus, 1930, pp. 437-460.
- W. Fairbairn, *An account on the construction of the Britannia and Conway tubular bridges*, John Weale, London 1849.
- J.A. Fernández Ordoñez (a cura di), *La modernidad en la obra de Eduardo Torroja. Catalogo de la exposicion celebrada en el Colegio de Ingenieros de Caminos, Canale y Puertos, Madrid*, Ediciones Turner, Madrid 1979.
- J.A. Fernández Ordoñez, J.R. Navarro Vera (a cura di), *Eduardo Torroja Miret, ingeniero*, Ediciones Pronaos, Madrid 1999.
- E. Freyssinet, *Possibilité de substitution de voûtes en béton aux ouvrages métalliques de toute nature pour la réalisation de Très grandes portées*, Premier congrès international du béton et du béton armé (Liège, 1930), Liège-Paris 1932, t. 1, pp. 352-366.
- G. Galilei, *Discorsi e Dimostrazioni Matematiche intorno a due nuove scienze Attenenti alla Meccanica & i Movimenti Locali*, Leiden 1638.
- L. Geymonat, *Galileo Galilei*, Einaudi, Torino 1957.
- E. Giangreco (a cura di), *Ingegneria delle strutture*, vol. 2, *Metodi di analisi*, UTET, Torino 2002.
- A. Giannelli, *Lezioni di cemento armato dettate al R. Istituto Superiore di Ingegneria di Roma*, I anno 1935-36, R. Istituto Superiore di Ingegneria, Roma 1936.
- A. Giannelli, *Essai sur le pont Risorgimento. Extrait du septième volume des "Memoires"*, Zürich 1949.
- B. Gille, *Prolégomènes à une histoire des techniques*, in *Historie des techniques*, Gallimard, Paris 1978.
- C. Greco, *Pier Luigi Nervi. Dai primi brevetti al Palazzo delle Esposizioni di Torino 1917-1948*, Quart, Luzern 2008.
- C. Guidi, *Le costruzioni in "béton" armato*, conferenze tenute nel maggio 1900, Torino 1901.
- C. Guidi, *Scienza delle Costruzioni. Le costruzioni in béton armato*, V. Bona, Torino 1910.
- C. Guidi, *Studi sperimentali su costruzioni di cemento armato*, V. Bona, Torino 1926.
- H.G. Harris (a cura di), *Dynamic Modeling of Concrete Structures*, American Concrete Institute, SP. 73, Detroit 1982.
- H.G. Harris, G.M. Sabnis, *Structural Modeling and Experimental Techniques*, II edition, CRC Press, Boca Raton, Florida 1999.
- M. Heteny, *Handbook of Experimental Stress Analysis*, J. Wiley & Sons, New York 1950.
- H.R. Hitchcock, *L'architettura dell'Ottocento e del Novecento*, Einaudi, Torino 1989.
- H. Hossdorf, *Modellstatik*, Bauverlag GMBH, Wiesbaden-Berlin 1971.
- H. Hossdorf, *Modelos reducidos: método de cálculo*, versione spagnola a cura di Carlos Benito Hernandez di *Modellstatik*, IETCC, Madrid 1972.
- A.L. Huxtable, *Pier Luigi Nervi*, George Braziller, New York 1960.
- Il centenario del Politecnico di Milano. 1863-1963*, Tamburini Editore, Milano 1964.
- Il Politecnico di Milano (1914-1963)*, vol. I, Laterza, Milano 1988.
- I modelli nella tecnica*, atti del convegno (Venezia, 1-4 ottobre 1955), vol. 1, Accademia Nazionale dei Lincei, Roma 1955.
- T. Iori, *Il cemento armato in Italia. Dalle origini alla seconda guerra mondiale*, EdilStampa, Roma 2001.
- T. Iori, *Guidi, Camillo*, in *Dizionario Biografico degli Italiani*, vol. LXI, Istituto dell'Enciclopedia Italiana, Roma 2003, pp. 210-211.
- T. Iori, *Pier Luigi Nervi*, Motta, Milano 2009.
- J.R. Janney, J.E. Breen, H. Geymayer, *Use of models in structural engineering*, in *Models for Concrete Structures*, ACI SP-24, American Concrete Institute, Detroit (MI) 1970.
- A.F. Jorini, *Teoria e pratica delle costruzioni dei ponti*, Hoepli, Milano 1905.
- G. Krall, *Di un nuovo modo di costruire un arco tipo Risorgimento e di una sua applicazione concreta sul Tevere a Roma*, in *Tecnica del cemento armato*, Edizioni della Bussola, Roma 1946.
- K.E. Kurrer, *The History of the Theory of Structures. From Arc Analysis to Computational Mechanics*, Ernst & Sohn, Berlin 2008.
- T. Le Seur, F. Jacquier, R.G. Boscovich, *Parere di tre matematici sopra i danni che si sono trovati nella cupola di San Pietro sul fine dell'anno 1742*, Roma 1743.
- F. Levi, M.A. Chiorino, C. Bertolini Cestari, *Eduardo Torroja. From the Philosophy of Structures to the Art and Science of Building*, International Seminar (Politecnico di Torino, novembre 2000), FrancoAngeli, Milano 2003.
- P. Locatelli (a cura di), *La scienza e lo spirito negli scritti di Arturo Danusso*, Morcelliana, Brescia 1978.
- F. Maragliano, *El Instituto de Arquitectura y Urbanismo de Tucumán. Modelo arquitectónico del Estado y Movimiento Moderno en Argentina, 1946-1955*, tesi di dottorato, Escuela Técnica Superior de Arquitectura, Universidad Politécnica de Madrid, 2003.
- C.F. Marsch, *Reinforced Concrete*, Van Nostrand, New York 1904.
- D. Meisenhelder, *50 Jahre Beton-und Eisenbetonbau, in Festschrift: Aus Anlass des Fünfzig-Jahren Bestehens der Wayss und Freytag A.G. 1875-1925*, Konrad Wittwer, Stuttgart 1925.
- G. Micheli (a cura di), *Scienza e tecnica nella cultura e nella società dal Rinascimento a oggi*, Einaudi, Torino 1980.
- A. Mondini, A. Capocacci (a cura di), *Storia della Tecnica. L'epoca contemporanea*, vol. IV, UTET, Torino 1980.
- E. Mörsch, *Concrete-Steel Construction*, McGraw-Hill, New York 1910.
- A. Muggia, *Storia dell'architettura*, Vallardi, Milano 1933.
- L. Mumford, *Tecnica e cultura*, Il Saggiatore, Milano 1961.
- G. Murphy, *Similitude in Engineering*, The Ronald Press Company, New York 1950.
- P. van Musschenbroek, *Dissertationes physicae experimentales et geometricae*, Leiden 1729.
- R. Nelva, B. Signorelli, *Il Ponte Risorgimento: significati di un'opera innovativa*, in *Roma 1911*, De Luca Editore, Roma 1980, pp. 291-303.
- R. Nelva, B. Signorelli, *Avvento ed evoluzione del calcestruzzo armato in Italia: il sistema Hennebique*, AITEC, Edizioni di Scienza e Tecnica, Milano 1990.
- P.L. Nervi, *La tecnica e i nuovi orientamenti estetici*, atti del convegno di ingegneria dell'anno XVIII, Sindacato fascista ingegneri, VII Triennale di Milano, Milano 1940.
- P.L. Nervi, *Scienza o arte del costruire? Caratteristiche e possibilità del cemento armato*, Edizioni della Bussola, Roma 1945.
- P.L. Nervi, *Nuove possibilità per le costruzioni navali in cemento armato*, Ingg. Nervi & Bartoli - Anonima per Costruzioni, Roma 1946.
- P.L. Nervi, *El lenguaje arquitectónico*, Est. Graf. Platt SAC e I., Buenos Aires 1951.
- P.L. Nervi, *Costruire correttamente. Caratteristiche e possibilità delle strutture cementizie armate*, Hoepli, Milano 1955.
- P.L. Nervi, *Aesthetics and technology in building*, Cambridge, Massachusetts 1965.
- P.L. Nervi, *Contributo italiano nel campo della sperimentazione su modelli*, XV Convegno Nazionale degli Ingegneri Italiani (Politecnico di Milano, 15-17 novembre 1968).
- F.A. Noor, L.F. Boswell (a cura di), *Small scale modelling of concrete structures*, Elsevier, London-New York 1992.
- G. Oberti, *La fotoelasticità*, in *Rendiconti del Seminario Matematico e Fisico di Milano*, Milano 1932.
- G. Oberti, *Indagini sperimentali sulle costruzioni con l'ausilio di modelli*, Hoepli, Milano 1935.
- G. Oberti, *Studi sperimentali delle azioni termiche in strutture, con particolare riferimento alle dighe ad arco*, nota preparata alla Pontificia Accademia delle Scienze il 17 novembre 1935.
- G. Oberti, *Prove comparative sopra elementi di cemento armato con particolari casseforme laterizie*, in collaborazione con A. Danusso, G. Ceruti, Bollettino n. 1, Principato, Milano 1935.
- G. Oberti, *Su una decomposizione caratteristica dei tensori doppi*, in *Rendiconti del R. Istituto Lombardo di scienze e Lettere*, adunanza del 16 aprile 1936.
- G. Oberti, *Contraintes dans les poutres à axe brisé*, in collaborazione con A. Fava, I. Bertolini, in *Comptes Rendus II Congrès du Béton Armé*, Berlin 1936.
- G. Oberti, *Propagazione ondosa in sistemi imperfettamente elastici*, memoria presentata alla R. Accademia Nazionale dei Lincei il 3 gennaio 1937.
- G. Oberti, *Sul comportamento statico di archi incastri notevolmente ribassati tipo ponte del Risorgimento*, Libreria Editrice Politecnica, Milano 1937.
- G. Oberti, *Lezioni di «Indagini sperimentali sulle costruzioni»*, riassunto pubblicato dalla Libreria Editrice Politecnica, Milano 1937.
- G. Oberti, *Indagini sperimentali su di un telaio multiplo in cemento armato*, Libreria Editrice Politecnica, Milano 1937.
- G. Oberti, *Studio sperimentale delle dighe*, lezione del corso su "La Sperimentazione nella Tecnica



delle Costruzioni”, tenuta presso l’Istituto Nazionale per gli studi e la Sperimentazione, tipografia Fausto Failli, Roma, Maggio 1945.

G. Oberti, *Scienza delle costruzioni*, lezioni svolte presso la Facoltà di Architettura del Politecnico di Milano, Libreria Ed. Politecnica, Milano 1945.

G. Oberti, *Il comportamento statico delle strutture oltre il campo elastico studiato a mezzo di modelli*, in *Memorie presentate al Symposium su La plasticità nella scienza delle costruzioni in onore di Arturo Danusso*, atti del convegno (Villa Monastero, Varenna, 25-27 settembre 1956), Zanichelli, Bologna 1956, pp. 185-203.

G. Oberti, *Corso di Tecnica delle Costruzioni tenuto nell’Anno Accademico 1964-65*, vol. I, Libreria Ed. Universitaria Levrotto & Bella, Torino 1965.

G. Oberti, *Tecnica delle costruzioni, lezioni svolte presso la Facoltà di Ingegneria del Politecnico di Torino*, Libreria Ed. Universitaria Levrotto & Bella, Torino 1976.

G. Oberti, *Structural Design and Testing, by Means of Models, of Some Special Constructions (using ferro-cement)*, pubblicato nei pre-prints dell’*International Symposium on Ferrocement* (ISMES, Bergamo, 22-24 luglio 1981), 4ª sessione, RILEM-ISMES 1981.

C. Olmo, C. Chiorino (a cura di), *Pier Luigi Nervi: l’architettura comme défi*, catalogo della mostra (CIVA, Bruxelles, 4 giugno-8 agosto 2010), Silvana Editoriale, Cinisello Balsamo 2010.

S. Pace (a cura di), *Pier Luigi Nervi. Torino, la committenza industriale, le culture architettoniche e politecniche italiane*, Silvana Editoriale, Cinisello Balsamo 2011.

P. Pacetti, *Le aviorimesse di Pier Luigi Nervi ad Orvieto*, La Caravella, Viterbo 2008.

C. Parvopassu, *Il Ponte Risorgimento sul Tevere in Roma. Calcoli di stabilità*, Società Coop. Tipografica, Padova 1914.

M. de la Paz Echeverría, P. Vestfrid (a cura di), *Tridecaedro: jóvenes investigadores en Ciencias Sociales de la UNLP*, Edulp (Editorial de la Universidad de La Plata), La Plata 2010.

P. Peruccio, *La ricostruzione domestica. Gustavo Colonnetti tra cultura politecnica e industrializzazione (1943-1957)*, Celid, Torino 2005.

A. Picon, *Solidité et construction. Quelques aspects de la pensée constructive des Lumières*, in *L’idée constructive en architecture*, Picard, Paris 1987.

A. Picon, *Architectes et ingénieurs au siècle des lumières*, Parenthèses, Marseille 1988.

A. Picon, *L’Invention de l’ingénieur moderne. L’École des Ponts et Chaussées 1747-1851*, Presses de l’École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris 1992.

A. Picon, *L’art de l’ingénieur: constructeur, entrepreneur, inventeur*, catalogo della mostra (Centre G. Pompidou, Paris, 1997), Le Moniteur, Paris 1997.

A. Picon, *Tra utopia e ruggine. Paesaggi dell’ingegneria dal Settecento a oggi*, Allemandi, Torino 2006.

*Pier Luigi Nervi e la sua opera*, incontro di studio

Comitato premio Ingersoll Rand Italia, Ingersoll Rand Italiana, 1980.

G. Poleni, *Memorie storiche della gran cupola del Tempio Vaticano*, Roma 1748.

G.A. Porcheddu, *Elenco dei lavori eseguiti in calcestruzzo armato sistema Hennebique*, Società Porcheddu Ing. G.A., Torino 1910.

G.A. Porcheddu, *Il ponte Risorgimento*, Roma 1911.

B.W. Preece, J.D. Davies, *Models for Structural Concrete*, CR Books Limited, London 1964.

*Proceedings of the IASS International Symposium 1995* (Milano, 5-9 giugno 1995), Padova 1995.

M. Ranisi, *L’Architettura della Regia Aeronautica*, Stato Maggiore Aeronautica, Roma 1991.

M. Ranisi, *L’aeroporto italiano dalle origini alla seconda guerra mondiale*, Stato Maggiore Aeronautica, Ufficio Storico, 1998.

*Roma 1911*, Ministero per i Beni Culturali e Ambientali, Soprintendenza Speciale alla Galleria Nazionale d’Arte Moderna e Contemporanea, De Luca Editore, Roma 1980.

G. Santangelo, *Sul calcolo delle strutture geodetiche aeronautiche*, in *Atti del VI Convegno di aerotecnica* (Roma, 13 giugno 1940-XVIII), Roma 1941, pp. 592-611.

L. Santarella, E. Miozzi, *Ponti italiani in cemento armato. Testo atlante*, Hoepli, Milano 1924.

C. Simonnet, *Historie d’un matériau. Le béton*, Parenthèses, Marseille 1997.

J.H. Stephens, *Towers, Bridges and Other Structures*, Sterling Publishing Co., New York 1976.

M. Tafuri, F. Dal Co, *Architettura contemporanea*, Electa, Milano 1976.

T. Telford, *Life of Thomas Telford, Civil Engineer*, James and Luke G. Hansard and Sons, London 1938.

E. Torroja, *Unas posibles bases anelásticas de la resistencia de materiales, aplicables al hormigón armado. Discurso leído en el acto de su recepción en la Real Academia de Ciencias*, Madrid 1944, in *Eduardo Torroja: su obra científica*, Amiet, Madrid 1999.

E. Torroja, *Razón y Ser de los Tipos Estructurales*, Madrid, Instituto Tecnico de la Construcción y del Cemento, Madrid 1957; ed. it. *La concezione strutturale*, a cura di F. Levi, UTET, Torino 1966.

E. Torroja, *The Structures of Eduardo Torroja. An Autobiography of Engineering Accomplishment*, F.W. Dodge, New York 1958.

E. Torroja, *Elasticidad*, 4ª ed., Editorial Dossat, Madrid 1967.

M. Waisman et al. (a cura di), *Documentos para una historia de la arquitectura argentina*, Ed. Summa, Buenos Aires 1984.

#### Articoli su riviste

G. Abraham, *Le stade G. Berta à Florence*, “La Technique des Travaux”, n. 2, febbraio 1933, pp. 93-101.

*A direct descent from Rome: the Giovanni Berta Stadium, Florence, architect Pier Luigi Nervi*, “Architect and Building News”, n. 136, 24 novembre 1933, pp. 219-223.

G. Albenga, *Il contributo italiano alla teoria ed alla tecnica del cemento armato*, “Rendiconti e Pubblicazioni”, fasc. I, Politecnico di Milano, Fondazione F.lli Pesenti, Milano 1949.

G.C. Argan, *Punti di partenza della nuova architettura*, “Casabella”, aprile 1933, pp. 2-3.

P.M. Bardi, *Lo stadio di Firenze*, “L’Ambrosiano”, n. 9, febbraio 1932.

P.M. Bardi, *Lo stadio di Firenze*, “Casabella”, aprile 1933.

C. Benito Hernandez, *Estudio experimental de cubiertas laminares con modelos reducidos*, “Revista de Obras Públicas”, ottobre 1957, n. 2910, pp. 523-531.

D.P. Billington, *Wilhelm Ritter. Teacher of Mailart and Ammann*, “Journal of the Structural Division, American Society of Civil Engineers”, n. 106, 1980, pp. 1103-1116.

E. Buckingham, *On Physically Similar Systems: Illustrations of the Use of Dimensional Equations*, “Physical Review”, vol. IV, n. 4, 1914.

A. Cavallari Murat, *Contributo torinese alla storia dell’evoluzione dei ponti del tipo Risorgimento*, “Atti e Rassegna Tecnica della Società degli Ingegneri e degli Architetti in Torino”, aprile-maggio 1950.

A. Cavallari Murat, *Osservazioni e considerazioni su tre vecchi ponti tipo Hennebique*, “Atti e Rassegna Tecnica della società degli Ingegneri e degli Architetti in Torino”, aprile-maggio 1950.

C. Chiorino, G. Fassino, *Eduardo Torroja: Scienza e arte del costruire*, “L’Industria delle Costruzioni”, n. 356, giugno 2001.

J.M. Chusid, *La scoperta americana del cemento*, “Rassegna”, n. 49/1, marzo 1992, pp. 67-73.

P.B.E. Clapeyron, *Calcul d’une poutre élastique reposant librement sur des appuis inégalement espacés*, “Comptes Rendus”, n. 45, 1857, pp. 1076-1077.

E.G. Coker, *Photoelasticity*, “Engineering”, 6 gennaio 1911.

E.G. Coker, L. Luiggi, *Il metodo sperimentale di Coker per determinare gli sforzi interni nei materiali da costruzione mediante la luce polarizzata*, “Annali d’Ingegneria”, 1916, pp. 35-50.

A. Danusso, *A proposito di una recensione*, “Il Cemento”, n. 4, 1923, p. 38.

A. Danusso, *Le autotensioni. Spunti teorici ed applicazioni pratiche*, “Rendiconti del seminario matematico e fisico di Milano”, VIII, 1934, pp. 217-246.

A. Danusso, G. Oberti, *Il Laboratorio Prove modelli e costruzioni dell’Istituto di Scienza delle Costruzioni del R.° Politecnico di Milano*, “Il Cemento Armato - Le Industrie del Cemento”, fascicolo n. 5, 1941.

F. De Ambrosis, *Occasioni dell’altro mondo. La*

*collaborazione Italo-Argentina per la città universitaria di Tucumán*, “Le culture della tecnica”, anno VIII, n. 1, 2001, pp. 117-138.

G. De Finetti, *Stadi antichi e moderni*, “Casabella”, dicembre 1933.

M. Delanghe, *La Photoélasticimétrie; théorie, méthodes et applications*, “Revue d’Optique”, 1928, pp. 237-265, 285-313.

G. Delhumeau, *Hennebique e la costruzione in calcestruzzo armato intorno al 1900*, “Rassegna”, n. 49/1, marzo 1992, pp. 15-25.

M.-J. Dumont, *La pietra filosofale: Anatole de Baudot e i razionalisti francesi*, “Rassegna”, n. 49/1, marzo 1992, pp. 36-43.

*Flugzeughballe in Eisenbeton Ingenieur Pier Luigi Nervi, Rom*, “Moderne Bauformen”, gennaio 1939, pp. 61-64.

*Geodetic and plastic expressions abroad*, “Progressive Architecture”, giugno 1953, pp. 111-113.

A. Giannelli, *Il comportamento nelle variazioni termiche stagionali del ponte Risorgimento in Roma*, “Atti e Rassegna tecnica degli Ingegneri e Architetti in Torino”, n. 4-5, 1950, pp. 47-49.

S. Giedion, *Osservazioni sulla Triennale*, “Quadrante”, n. 4, 1933, già in “Neue Zürcher Zeitung”, 7 luglio 1933.

A. Goffi, *Notizie inedite sulla costruzione del ponte Risorgimento in Roma*, “Il Cemento Armato”, marzo 1942.

C. Greco, *The Ferro-Cemento Experimental Storehouse by P.L. Nervi, Rome, 1945*, in *Conference Proceedings of Docomomo Third International Conference* (Barcellona, 16-19 settembre 1994), Barcellona 1994.

C. Greco, *Pier Luigi Nervi e il Ferrocemento*, “Domus”, n. 766, dicembre 1994, pp. 80-83.

C. Greco, *Giorgio Baroni, Coperture sottili in forma di paraboloide iperbolico*, “Area”, n. 57, 2001, pp. 24-31.

J. Gubler, *Prolegomeni a Hennebique*, “Casabella”, n. 485, 1982.

J. Gubler, *Le bellezze del cemento armato*, “Rassegna”, n. 49/1, marzo 1992, pp. 84-89.

C. Guidi, *Prove comparative su travi in beton armate con tondino o con quadri tipo Jonson*, “Il Cemento”, n. 23, 1909.

*Hangar provides clear space and bomb resistance*, “The Architectural Record”, novembre 1938, pp. 54-56.

F. Hennebique, *Troisième Congrès du Béton de Ciment Armé: opening address*, “Le béton armé”, n. 1, marzo-aprile 1899.

E.M. Hines, D.P. Billington, *Anton Tedesko and the Introduction of Thin Shell Concrete Roofs in the United States*, “Journal of Structural Engineering”, novembre 2004, pp. 1639-1648.

J. Imbert, *Stades à l’étranger. Stade G. Berta, ingénieur architecte Pier Luigi Nervi*, “L’Architecture d’aujourd’hui”, n. 3, 1934, pp. 31-35.

*Le costruzioni in “bèton” armato. Conferenze tenute nel maggio 1900 dall’Ing. Camillo Guidi*, “L’In-

gegneria civile e le arti industriali”, n. 18, 1900, pp. 273-279; n. 19, 1900, pp. 289-295; n. 20, 1900, pp. 305-311; n. 21, 1900, pp. 321-328; n. 22, 1900, pp. 337-343.

R. Legault, *Il materiale e la modernità*, “Rassegna”, n. 49/1, marzo 1992, pp. 58-65.

P. Liernur, *Architetti italiani nel secondo dopoguerra nel dibattito architettonico nella “Nuova Argentina”*. *Fuochi di paglia*, “Metamorfosi”, n. 25/26, 1995.

*Lo stadio Berta di Firenze*, “Building Carrier”, n. 11, 1933.

G. Michelucci, *Lo stadio “Giovanni Berta” in Firenze dell’ingegnere Pier Luigi Nervi*, “Architettura”, n. 3, marzo 1933, pp. 105-116.

*Modernity in Hangars*, “Flight”, 29 settembre 1949, p. 447.

G. Morbelli, *Le prove dei cementi e calcestruzzi nel Laboratorio prove materiali del Comune di Milano*, estratto dalla rivista “Il Cemento Armato - Le Industrie del Cemento”, Anno XXXVII, n. 1, Gennaio 1940.

P.L. Nervi, *Scienza o arte dell’ingegnere?*, “L’Ingegnere. Rivista Tecnica del Sindacato Nazionale Fascista Ingegneri”, n. 7, 1931, pp. 473-474.

P.L. Nervi, *Problemi dell’architetto*, “Casabella”, n. 5, maggio 1933, p. 34.

P.L. Nervi, *Arte e tecnica del costruire*, “Quadrante”, n. 2, giugno 1933, p. 28.

P.L. Nervi, *Pensieri sull’ingegneria*, “Quadrante”, n. 6, ottobre 1933, p. 20.

P.L. Nervi, *Considerazioni tecniche e costruttive sulle gradinate e pensiline per stadi*, “Casabella”, n. 72, dicembre 1933, pp. 10-13.

P.L. Nervi, *Problemi della realizzazione architettonica*, “Casabella”, n. 74, febbraio 1934, pp. 2-3.

P.L. Nervi, *Un’aviorimessa in cemento armato*, “Casabella Costruzioni”, n. 124, aprile 1938, pp. 4-7.

P.L. Nervi, *Per l’autarchia, i problemi economici delle costruzioni e la politica dell’architettura*, “Il Giornale d’Italia”, 23 luglio 1938, p. 3.

P.L. Nervi, *Per la massima autarchia edilizia*, “Casabella-Costruzioni”, n. 147, aprile 1940, p. 3.

P.L. Nervi, *Un arco monumentale in conglomerato non armato*, “Casabella-Costruzioni”, n. 176, agosto 1942, pp. 23-25.

*Nuovi tipi di aviorimessa*, “Architettura”, marzo 1938, pp. 143-148.

G. Oberti, *Indagini mediante modelli delle tensioni in strutture sollecitate prevalentemente dal peso proprio*, “Il Politecnico”, n. 5, 1934.

G. Oberti, *L’uso dei modelli per lo studio dello stato di sollecitazione in strutture: concetti fondamentali e recenti applicazioni*, “Energia elettrica”, gennaio 1936.

G. Oberti, *Esperienze di elasticità su colonne di marmo*, “Il Politecnico”, n. 10, 1936.

G. Oberti, *Studi sul comportamento statico di archi circolari considerati come elementi di dighe a volta*, “Energia Elettrica”, ottobre 1936.

G. Oberti, *Determinazioni sperimentali su particolari tipi di solaio a struttura mista di cemento armato e laterizi*, in collaborazione con A. Danusso, G. Ceruti, “Cemento Armato”, febbraio 1937.

G. Oberti, *La collaborazione del calcestruzzo teso in una struttura in cemento armato, dall’esame dei risultati di una prova in sito*, “Cemento Armato”, giugno-luglio 1938.

G. Oberti, *Ricerche sul comportamento elastico di archi a spessore variabile considerati come elementi di dighe a volta*, “Energia Elettrica”, agosto 1938.

G. Oberti, *Stato presente e possibilità future nello studio delle sollecitazioni*, “La metallurgica italiana”, n. 4, luglio-agosto, 1947.

G. Oberti, *Ricerche sperimentali sul comportamento statico delle dighe*, “L’elettronica”, vol. XXXVI, n. 3, 1949.

G. Oberti, *La ricerca sperimentale su modelli come contributo al progetto delle grandi costruzioni*, “Tecnica Italiana. Rivista d’Ingegneria e Scienze”, anno VI, n. 2, aprile 1951.

G. Oberti, *I modelli strutturali nell’economia delle costruzioni*, “Atti e rassegna tecnica della Società degli ingegneri e degli architetti di Torino”, n. 3, marzo 1955, pp. 89-93.

G. Oberti, *Ausilio dei modelli nello studio del comportamento statico e dinamico delle costruzioni*, “Atti e rassegna tecnica della Società degli ingegneri e degli architetti di Torino”, n. 3, marzo 1956, pp. 82-90.

G. Oberti, *Considerazioni sulla sperimentazione e sulla normazione in merito alle strutture prefabbricate in laterizio armato*, “Costruire”, n. 28, maggio-giugno 1965.

G. Oberti, *The Development of Physical Models in the Design of Plain and Reinforced Concrete Structures*, “L’industria italiana del Cemento”, Special issue devoted to “The Progress of Concrete in Italy”, settembre 1980.

G. Oberti, *On the “Optimum Design” of Large Structures Using Physical Models*, “IABSE Periodica”, n. 3, 1985.

R. Nelva, B. Signorelli, *I ponti «tipo Risorgimento»*, “Rassegna di architettura e urbanistica”, n. 121-122, gennaio-agosto 2007, pp. 60-74.

G. Pagano, *Lo stadio comunale Giovanni Berta a Firenze*, “Casabella”, aprile 1933.

A. Pica, *Ing. Pier Luigi Nervi - progetto di Stadio per 50.000 spettatori*, *La Triennale di Milano*, “Architettura”, fascicolo speciale, dicembre 1933.

*Pier Luigi Nervi, Roma: Stadio Giovanni Berta della città di Firenze*, in *La Nuova Italia*, numero speciale di “Moderne Bauformen”, 1933.

G. Pizzetti, *Un maestro delle strutture: Eduardo Torroja*, “Casabella”, n. 217, marzo 1957.

*Recenti aviorimesse di grandi dimensioni*, “L’ingegnere”, 292, n. 6, giugno 1937, pp. 293-295.

G. Revere, *Devonsi regolamentare le opere in cemento armato?*, “Il Cemento”, n. 10, 1906, pp. 249-250.

G. Revere, *Il nuovo laboratorio prove materiali del*

*R. Politecnico di Milano*, “L’Energia Elettrica”, luglio 1929.

O. Selvafolta, *Ingegneri, cemento e imprese a Milano tra Ottocento e Novecento*, “Rassegna”, n. 49/1, marzo 1992, pp. 26-35.

C. Simonnet, *Alle origini del cemento armato*, “Rassegna”, n. 49/1, marzo 1992, pp. 6-14.

E. Torroja, *Estrutura de las tribunas del nuevo Hipódromo de Madrid*, “Revista de Obras Públicas”, n. 2714, 1 giugno 1941, pp. 213-221.

E. Torroja, *El cálculo de una lámina cilíndrica polilobular*, “Revista de Obras Públicas”, n. 2721, 1 gennaio 1942.

E. Torroja, *Laboratorios*, “Revista de Obras Públicas”, numero del centenario, n. 2857, 1953, pp. 19-22.

*Two hangars near Rome*, “Architect and Building News”, agosto 1949, pp. 198-200.

*Un maestro di equilibrio*, “Pirelli. Rivista d’informazione e di tecnica”, n. 6, novembre-dicembre 1955.

A.M. Zorgno, *Oltre la prigione cubica*, “Rassegna”, n. 49/1, marzo 1992, pp. 74-83.

#### 1951-1961. Da Milano a Bergamo: la nascita dell’ISMES

Monografie, cataloghi di mostre, atti di convegni

1951-1961. ISMES, ISMES, Bergamo 1961.

G.C. Argan, *Pier Luigi Nervi*, Il Balcone, Milano 1955.

G.C. Argan, *Progetto e destino*, Il Saggiatore, Milano 1965.

A. Belluzzi, C. Conforti, *Architettura italiana 1944-84*, Laterza, Roma-Bari 1985.

J.P. Blundell, *Modern architecture through case studies*, Architectural Press, Oxford 2002.

G. Bocca, *ISMES, quarant’anni*, edizione fuori commercio pubblicata in occasione del 40° anniversario dell’Istituto, ISMES, Bergamo 1993.

A. Castellano, O. Selvafolta (a cura di), *Costruire in Lombardia*, Electa, Milano 1983.

C. Cestelli Guidi, *Il conglomerato precompresso. Teoria-esperienze-applicazioni*, Ed. La Bussola, Roma 1947.

P. Cevini, *Grattaciolo Pirelli*, La Nuova Italia Scientifica, Roma 1996.

M.A. Chiorino, *Meccanica Strutturale: il contributo di Torino e del Piemonte 1750-2000*, Accademia delle Scienze di Torino, Portale della storia della scienza e della tecnologia, in corso di pubblicazione.

G. Colonnetti, *Scienza delle costruzioni*, Einaudi, Torino 1941.

G. Colonnetti, *Scienza delle costruzioni*, vol. I, *Teoria generale dell’equilibrio*, Einaudi, Torino 1953.

G. Colonnetti, *Scienza delle costruzioni*, vol. II, *La statica delle travi e degli archi*, Einaudi, Torino 1955.

G. Colonnetti, *L’équilibre des corps déformables*, Dunod, Paris, 1955.

G. Colonnetti (a cura di), *Scienza delle costruzioni*, vol. III, *La tecnica delle costruzioni: le pareti sottili. Realizzazioni di P. L. Nervi, E. Torroja e G. Oberti*, Einaudi, Torino 1957.

G. Colonnetti, E. Giaccherio, *Ingegneria. Scienza delle Costruzioni*, volume della collana “Ingegneria scientifica monografica italiana del XX secolo”, serie I, n. 3, Valentino Bompiani Editore, Verona 1939.

M.A. Crippa (a cura di), *Il restauro del Grattaciolo Pirelli*, Skira, Milano 2007.

S. D’Agostino (a cura di), *Storia dell’Ingegneria, Atti del 3° Convegno Nazionale, Napoli, 19-20-21 aprile 2010*, Cuzzolin, Napoli 2010.

M. De Giorgi, *Cemento armato a +125,60 metri. Il cantiere della Torre Pirelli*, in *Accoppiamenti giudiziosi. Storie di progettisti e costruttori*, Quaderni Assimpredil, Skira, Milano 1995.

R. Dirindin, *Lo stile dell’ingegneria. Architettura e identità della tecnica tra il primo modernismo e Pier Luigi Nervi*, Marsilio, Venezia 2010.

M. Grandi, A. Pracchi, *Milano. Guida all’architettura moderna*, Zanichelli, Bologna 1980.

W. Hoffmann, U. Kultermann, *Modern Architecture in Color*, Viking Press, New York 1970, pp. 374-375.

*I modelli nella tecnica*, atti del convegno (Venezia, 1-4 ottobre 1955), vol. I, Accademia Nazionale dei Lincei, Roma 1955.

T. Iori, *Prime sperimentazioni sul cemento armato precompresso in Italia*, in P.G. Bardelli, E. Filippi, E. Garda (a cura di), *Curare il moderno. I modi della tecnologia*, Marsilio, Venezia 2002, pp. 235-246.

T. Iori, *Prestressed concrete: First developments in Italy*, in *Proceedings of the First International Congress on Construction History*, Madrid 20<sup>th</sup>-24<sup>th</sup> January 2003, Instituto Juan de Herrera, Madrid 2003, vol. II, pp. 1167-1176.

T. Iori, *Il boom dell’ingegneria italiana: il ruolo di Gustavo Colonnetti e Arturo Danusso*, in S. D’Agostino (a cura di), *Storia dell’Ingegneria, Atti del 2° Convegno Nazionale, Napoli, 7-8-9 aprile 2008*, Cuzzolin, Napoli 2008, tomo II, pp. 1501-1510.

T. Iori, S. Poretti, *The Golden Age of “Italian Style” Engineering*, in K. Kurrer, W. Lorenz, V. Wetzck (a cura di), *Proceedings of the Third International Congress on Construction History* (Brandenburg University of Technology Cottbus, Germany, 20<sup>th</sup>-24<sup>th</sup> May 2009), Neunplus, Berlin 2009, pp. 853-860.

L. Ippolito, C. Peroni, *La Cupola di Santa Maria del Fiore*, La Nuova Italia Scientifica, Roma 1997.

F. Irace, *Gio Ponti. La casa all’italiana*, Electa, Milano 1988.

*Le Industrie e gli stabilimenti della Ditta Pirelli & C. Milano, Spezia, Villanuova*, Milano 1906.

F. Levi, G. Pizzetti, *Nuovi orientamenti di scienza delle costruzioni*, Studio Editoriale Vivi, Milano 1947.

F. Levi, G. Pizzetti, *Fluage, Plasticité, Précontrainte*, Dunod, Paris 1951.



L. Licitra Ponti, *Gio Ponti. L'opera*, Leonardo, Milano 1990.  
*Memorie presentate al Symposium su la plasticità nella scienza delle costruzioni in onore di Arturo Danusso* (Villa Monastero, Varenna, 25-27 settembre 1956), Zanichelli, Bologna 1956.  
 G. Mochi (a cura di), *Teoria e Pratica del costruire: saperi, strumenti, modelli*, vol. 2, Ravenna 2005.  
 P.L. Nervi, *El lenguaje arquitectónico*, Est. Graf. Platt SAC e I., Buenos Aires 1951.  
 G. Oberti, L. Goffi, *Tecnica delle Costruzioni*, III ed., Levrotto & Bella, Torino 1976.  
 G. Oberti, L. Goffi, *Tecnica delle Costruzioni*, IV ed., Torino, Levrotto & Bella, 1985.  
 P. Piccione, *Gio Ponti. Le navi: il progetto degli interni navali 1948-1953*, Idea Books, Milano 2007.  
 A. Pirelli, *La Pirelli. Vita di una azienda industriale*, Milano 1945.  
 G. Ponti, *L'Architettura è un cristallo*, Editrice Italiana, Milano 1945.  
 G. Ponti, *Amate l'architettura. L'architettura è un cristallo*, Vitali e Ghianda, Genova 1957.  
 G. Ponti, *Perpetuità di un edificio*, 1970, in *Pirelli. Antologia di una rivista d'informazione e di tecnica. 1948-1972*, Libri Scheiwiller, Milano 1988, p. 82.  
 S. Poretti, *Modernismi italiani. Architettura e costruzione nel Novecento*, Gangemi, Roma 2008.  
*Proceedings of the "World conference on the earthquake engineering research"*, San Francisco, Berkeley 1956.  
 N. Sardo, *La figurazione plastica dell'architettura. Modelli e rappresentazione*, Edizioni Kappa, Roma 2004.  
 M. Tafuri, *Storia dell'architettura italiana 1944-1985*, Einaudi, Torino 1986.

#### Articoli su riviste

*Analisi di un progetto*, "Edilizia Moderna", n. 55, agosto 1955, pp. 25-38.  
*An Industrial Tower*, "Arts & Architecture", n. 79, 1962, pp. 10, 28.  
 R. Banham, *Neoliberty. The retreat from Modern Architecture*, "The Architectural Review", n. 747, 1959, pp. 231-235.  
 R. Banham, *Pirelli Building, Milan*, "The Architectural Review", n. 769, marzo 1961, pp. 194-200.  
 R. Banham, *Quando il grattacielo arrivò a Milano*, "Domus", n. 865, dicembre 2003, pp. 4-11 (supplemento).  
*Brusada: un grattacielo che nasce un nome che si perde*, "Edilizia Moderna", n. 71, numero speciale dedicato al Centro Pirelli, dicembre 1960.  
 A. Cavallari Murat, *Convegno di studi ed esperienze sulle costruzioni in cemento armato. Torino 1-4 ottobre 1946*, "L'industria italiana del Cemento", n. 1, 1947, pp. 11-12.  
 C. Cestelli Guidi, *Contributo al calcolo del cemento armato precompresso*, "Annali dei lavori pubblici", 1942.  
 G. Colonnetti, *Su certi stati di coazione elastica*

*che non dipendono da azioni esterne*, "Rendiconti della R. Accademia dei Lincei", 19 giugno 1917, pp. 43-47.  
 G. Colonnetti, *Per una teoria generale delle coazioni elastiche*, "Estratto dagli Atti della R. Accademia delle Scienze di Torino", vol. LVI, 19 giugno 1921.  
 G. Colonnetti, *Nuovi punti di vista sulla statica degli archi molto ribassati, Nota I e Nota II*, estratto da "L'ingegnere", vol. XI, ottobre-dicembre 1937.  
 A. Danusso, *Le autotensioni. Spunti teorici ed applicazioni pratiche*, "Rendiconti del seminario matematico e fisico di Milano", VIII, 1934, pp. 217-246.  
 A. Danusso, *Prima l'esperienza e poi la ragione*, "Pirelli. Rivista d'informazione e di tecnica", n. 6, novembre-dicembre 1955, pp. 26-27.  
 C. De Carli, *La nuova sede Pirelli*, "Pirelli. Rivista d'informazione e di tecnica", n. 3, 1955, pp. 18-25.  
 L. De Libero, *Saper costruire*, "Pirelli. Rivista d'informazione e di tecnica", n. 4, agosto 1951, pp. 8-12.  
 E. Fabiani, *Un maestro d'equilibrio*, "Pirelli. Rivista d'informazione e di tecnica", n. 6, novembre-dicembre 1955, pp. 24-25.  
*Free-floor concrete tower*, "Architectural Forum", n. 5, novembre 1955, pp. 138-139.  
 E. Fumagalli, *Un grattacielo in cantiere*, "Pirelli. Rivista d'informazione e di tecnica", n. 6, novembre-dicembre 1955.  
 G. Grandori, *Sulla determinazione per via fotoelastica degli sforzi dovuti al peso proprio delle strutture piane*, "Atti del Collegio degli Ingegneri di Milano", n. 3-4, luglio-agosto 1953.  
*Grattacielo Pirelli (ora sede degli uffici della Regione Lombardia). 1951-1961*, "A+U: Architecture and Urbanism", n. 12, dicembre 1991, pp. 185-196.  
*Grattacielo "Unilever" a Milano*, "Vitrum", n. 125, maggio-giugno 1961, pp. 2-9.  
*Gratte-ciel de bureaux à Milan*, "L'Architecture d'Aujourd'hui", n. 82, febbraio-marzo 1959, pp. 44-49.  
 G. Guiducci, *Rassegna di elementi costruttivi. Attacco elastico della facciata del grattacielo Pirelli*, "Casabella-Continuità", n. 223, gennaio 1959, pp. 53-54.  
*Il centro Pirelli*, "Edilizia Moderna", n. 71, dicembre 1960.  
*Il Grattacielo Pirelli di Gio Ponti: il concorso per la realizzazione del Centro Congressi*, "L'Industria delle Costruzioni", n. 331, maggio 1999, pp. 44-47.  
 T. Iori, *L'ingegneria del «miracolo italiano»*, "Rassegna di architettura e urbanistica", anno XLI, n. 121-122, gennaio-agosto 2007, pp. 33-59.  
 F. Irace, *Per il Pirelli: Un restauro d'autore*, "Abitare", n. 418, 2002, pp. 158-159.  
 E. Kaufmann, *Scraping the skies of Italy*, "Art News", n. 10, febbraio 1956, pp. 38-41.  
 P. Locatelli, G. Grandori, G. Moravia, *Sulla ricerca per via fotoelastica degli sforzi dovuti al peso pro-*

*prio nelle strutture piane*, "La Ricerca Scientifica", anno 25°, n. 1, 1955.  
 W. MacQuade, *Powerful tower, delicate shell*, "Architectural Forum", n. 2, febbraio 1961, pp. 90-93.  
 E. Magri, *In America hanno scelto il Pirellone. Dal boom alla partitocrazia: mostra a New York sul grattacielo diventato simbolo dell'Italia*, "Il Giornale", 27 novembre 1994.  
 R. Morandi, *Sur la réalisation d'ouvrages en béton précontraint*, "La Ricerca Scientifica", n. 2, 1951, pp. 227-231.  
 P.L. Nervi, *L'ossatura*, "Edilizia Moderna", n. 71, dicembre 1960, pp. 35-42.  
 R. v. O., *De hoogste Wolkenkrabber van Europa*, "De Linie", 7 luglio 1956.  
 G. Oberti, *Sulla valutazione del coefficiente globale di sicurezza di una struttura mediante esperienze su modelli*, "I Quaderni ISMES", n. 2, 1954.  
 G. Oberti, *Ausilio dei modelli nello studio del comportamento statico e dinamico delle costruzioni*, "I Quaderni ISMES", n. 5, 1956.  
 G. Oberti, *Development of aseismic design and construction in Italy by means of research on large model test*, "I Quaderni ISMES", n. 6, 1956.  
 G. Oberti, *La ricerca sperimentale su modelli strutturali e la "I.S.M.E.S"*, "L'industria italiana del Cemento", n. 5, maggio 1963.  
 G. Oberti, A. Danusso, *Diga arco-gravità sul Piave: criteri di progetto e ricerche sperimentali*, in "L'Energia Elettrica", estratto dal fascicolo n. 12, vol. XXXII, 1955.  
 D. Paterlini, *Ponti e Milano*, "Domus", n. 708, settembre 1989, pp. XI-XV.  
*Pirelli Building, Milan*, "Architectural Design", n. 12, 1960, pp. 490-496.  
*Pirelli Completed*, "The Architectural Review", n. 127, 1960, p. 4.  
*Pirelli Hochhaus in Mailand*, "Werk", ottobre 1956, pp. 312-313.  
 G. Ponti, *Considerazioni sugli edifici per uffici*, "Edilizia Moderna", n. 49, dicembre 1952.  
 G. Ponti, *Ingegneria e architettura*, "Domus", n. 313, dicembre 1955, pp. 1-3.  
 G. Ponti, *"Espressione" dell'edificio Pirelli in costruzione a Milano*, "Domus", n. 316, marzo 1956, pp. 1-16.  
 G. Ponti, *Out of a Philosophy of Architecture*, "Architectural Record", n. 6, dicembre 1956, pp. 155-164.  
 G. Ponti, *Espressioni di Nervi a Milano*, "Domus", n. 352, marzo 1959, pp. 1-3.  
 G. Ponti, *Il Centro Pirelli a Milano*, "Vitrum", n. 124, marzo-aprile 1961, pp. 2-32.  
 G. Ponti, *Si fa coi pensieri*, "Domus", n. 379, giugno 1961, pp. 1-30.  
 G. Ponti, *Esistenza ambientale. Conservazione ambientale. Creazione ambientale*, "Domus", n. 378, 1961.  
*Ponti and the Pirelli Building*, "Architectural Record", n. 120, 1956, pp. 155-164.

S. Poretti, *Un tempo felice dell'ingegneria italiana. Le grandi opere strutturali dalla ricostruzione al miracolo economico*, "Casabella", n. 739-740, 2006, pp. 6-11.  
 P. Portoghesi, *Dal neorealismo al liberty*, "Comunità", n. 65, dicembre 1958, pp. 69-79.  
*Powerful Construction Details Mark Milan Skyscraper*, "Progressive Architecture", settembre 1959, p. 93.  
 E.N. Rogers, *L'evoluzione dell'architettura, risposta al custode dei frigoriferi*, "Casabella", n. 228, 1959, pp. 2-4.  
 M.W. Rosenthal, *Thoughts on Ponti's Pirelli Building*, "The Journal of the RIBA", vol. 64, n. 7, 1957.  
 R.E. Rowe, *ISMES - Experimental Institutes on Models and Structures*, "Cement and Concrete Association: Technical Report", marzo 1957.  
 P.C. Santini, *Deux gratte-ciels à Milan. Le gratte-ciel pour bureaux de la Société Pirelli*, "Zodiac", ottobre 1957, pp. 204-205.  
 K. Tange, *The Pirelli Office Building*, "Shinken-tiku", marzo 1956.  
 G. Veronesi, *L'architettura dei grattacieli a Milano*, "Comunità", n. 74, novembre 1959, pp. 78-91.  
 V. Viganò, *Immeuble Pirelli, Milan*, "L'Architecture d'aujourd'hui", n. 64, marzo 1956, pp. 2-5.  
 G. Vindigni, *Pier Luigi Nervi, Ingenieur und Architekt*, "Werk", n. 10, ottobre 1956, pp. 306-316.  
 B. Zevi, *L'andropausa degli architetti moderni italiani*, "L'architettura", n. 46, 1959, pp. 222-223.  
 G. Zucconi, *L'imperativo del capitolato*, "Rassegna", n. 24, dicembre 1985, pp. 54-66.

#### 1961-1974. Pier Luigi Nervi alle redini dell'ISMES

#### Monografie, cataloghi di mostre, atti di convegni

1951-1961. ISMES, ISMES, Bergamo 1961.  
 H. Bleich, M. Salvadori, *Bending Moments on Shell Boundaries*, in *Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, ottobre 1959.  
 A. Bologna, *Pier Luigi Nervi negli Stati Uniti. 1952-1979*, Firenze University Press, Firenze 2013.  
 F. Catalano, M. Dal Piaz, *Giulio Pizzetti ingegnere tra gli architetti*, C.E.V., Padova 1994.  
 A. Danusso, G. Oberti, *Indagini sperimentali sulle costruzioni: la fotoelasticità*, Libreria Ed. Politecnica, Milano 1932.  
 J.I. Del Cueto Ruiz-Funes, M. Lambie (a cura di) *Félix Candela 1910-2010*, catalogo della mostra (Institut Valencià d'Art Modern, Valencia, 21 ottobre 2010-2 gennaio 2011), Sociedad Estatal de Conmemoraciones Culturales (SECC), Valencia 2010.  
 P. Desideri, P.L. Nervi jr., G. Positano (a cura di), *Pier Luigi Nervi*, Zanichelli, Bologna 1979.  
 O. Elser, P. Cachola Schmal (a cura di), *Das Architekturmuseum. Werkzeug, Feisch, kleine Utopie*, catalogo della mostra (DAM Deutsches Archi-

tekturmuseum, Frankfurt a.M.), Scheidegger & Spiess, Zürich 2012.

C. Faber, *Candela. The Shell Builder*, Reinhold, New York 1963.

O. Fernández Ordóñez, *Eugène Freyssinet*, 2ª ed., Barcelona 1978.

W. Flügge, *Stresses in Shells*, Springer-Verlag, Berlin 1962.

K. Frampton, P. Drew, *Harry Seidler*, Thames and Hudson, London 1992.

E. Freyssinet, *Préface*, in J. Baretts, *Le béton précontraint*, Eyrolles, Paris 1950.

M.M. Frocht, *Photoelasticity*, John Wiley & Sons, New York 1941.

J.S. Gero, *Structural model testing of MLC Centre tower building*, Dept. of Architectural Science, Sydney 1973.

J.E. Gibson, *Computer analyses of cylindrical shell roofs*, E. & F.N. Spon, London 1961.

A.M. Haas, A.L. Bouma, (a cura di), *RILEM/IASS Symposium on Shell Research*, atti del convegno (Delft, 30 agosto-2 settembre 1961), North-Holland, Amsterdam 1961.

A.S. Hall, R.W. Woodhead, *Frame Analysis*, John Wiley, New York 1961.

E.A. Hodgson, *The Saint Lawrence Earthquake - March 1, 1925*, Publications of the Dominion Observatory, Ottawa, vol. VII, n. 10, Ottawa 1949.

T. Iori, S. Poretti, *L'Ambasciata d'Italia a Brasilia*, Electa, Milano 2008.

C.M. Kovšča (a cura di), *Enzo Lauletta. Un ingegnere all'Istituto sperimentale modelli e strutture (Ismes)*, Fondazione per la storia economica e sociale di Bergamo, Bergamo 2008.

*La Italcementi nel suo centenario*, Italcementi, Bergamo 1964.

H.L. Langhaar, *Dimensional Analysis and Theory of Models*, John Wiley & Sons Inc., New York 1951.

W.G. Milne, *The Location of the Cornwall-Massena Earthquake, September 5, 1944*, Publications of the Dominion Observatory, Ottawa, vol. VII, n. 9, Ottawa 1949.

G. Murphy, *Similitude in Engineering*, Ronald Press, New York 1950.

P.L. Nervi, *Structures*, F.W. Dodge Corporation, New York 1956.

P.L. Nervi, *Buildings, Projects, Structures. 1953-1963*, Frederick A. Praeger Publisher, New York 1963.

P.L. Nervi, *Contributo italiano nel campo della sperimentazione su modelli*, atti del "XV Convegno Nazionale degli Ingegneri Italiani" (Politecnico di Milano, 15-16-17 novembre 1968), Tip. De Silvestri, Milano s.d. [1968?], pp. 3-6.

G. Oberti, *Corso di Tecnica delle Costruzioni tenuto nell'anno accademico 1964-65*, Levrotto & Bella, Torino 1965.

G. Oberti, E. Lauletta, R. Sanmartino, *Esperienze termiche sul modello [sic] della diga del Vajont*, in *Memorias de las IX Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural - Montevideo 1964*, 20-25 aprile

1964, Publicación n. 25 del Instituto de Estática, Montevideo 1964, pp. 491-494.

A. Paduart, R. Dutron (a cura di), *Simplified calculation methods of shell structures. Proceedings of the colloquium of the IASS* (Brussels, september 4-6, 1961), North Holland, Amsterdam 1962.

*Proceedings of the World Conference on Earthquake Engineering* (Berkeley, California, giugno 1956), Earthquake Engineering Research Institute, San Francisco 1957.

*Proceedings of the II World Conference on Earthquake Engineering* (Tokyo e Kyoto, 11-18 luglio 1960), Science Council of Japan, Tokyo 1965.

*Proceedings of the 4th World Conference on Earthquake Engineering* (Santiago del Cile, 1969).

G.S. Ramaswamy, *Design and construction of concrete shell roofs*, McGraw-Hill, New York 1968.

B. Reichlin, L. Tedeschi (a cura di), *Luigi Moretti. Razionalismo e trasgressività tra barocco e informale*, catalogo della mostra (MAXXI, Roma, 30 maggio-28 novembre 2010), Electa, Milano 2010.

B. Robins, *New Principles of Gunnery*, J. Nourse, London 1742.

S. Zironi, *Melchiorre Bega architetto*, Domus, Milano 1983.

#### Articoli su riviste

P.S. Balint, *Plastrene Model as Structural Design Aid*, "Constructional Review", aprile 1957.

P.S. Balint, W.K. Clark, *Model Studies of Upper Cotter River Arch Dam, Australia*, contributo presentato al Symposium on Analysis and Design of Hydraulic Structures, in "Indian Journal of Power and River Valley Development", 6 2 Madan, St. Cal-13, numero speciale.

P.S. Balint, F.S. Shaw, *Structural Model of the "Australia Square" Tower in Sydney*, "Architectural Science Review", dicembre 1965, pp. 136-149.

F. Candela, *Structural Applications of Hyperbolic Paraboloidal Shells*, "Journal of the American Concrete Institute", gennaio 1955.

J.E. Cermak, *Wind-tunnel development and trends in application to civil engineering*, "Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics", n. 91, 2003, pp. 355-370.

P. Collins, *Stock Exchange Tower, Montreal*, "Architectural Review", vol. 139, giugno 1966, pp. 432-438.

A. Danusso, *La statica delle questioni antisismiche*, "Giornale dei lavori pubblici e delle strade ferrate", n. 6, a. 9, 1910.

A.G. Davenport, *Wind Loads on Structures*, "National Research Council of Canada, Division of Building Research. Technical Paper", n. 88, 1960.

A.G. Davenport, *The Application of statistical concepts to the wind loading of structures*, "Proc. Inst. Civ. Engrs.", n. 19, 1961, pp. 449-472.

A.G. Davenport, *The spectrum of horizontal gustiness near the ground in high winds*, "Journal of Royal Meteorological Society", n. 87, 1961, pp. 194-211.

A.G. Davenport, *The response of slender, line-like structures to a gusty wind*, "Proceeding of the Institution of Civil Engineers", n. 23, 1962, pp. 389-408.

T.A. Hewson, *A Nomographic Solution to the Strain Rosette Equation*, "Proc. S.E.S.A.", vol. 4, n. 1.

T. Iori, *Un sogno lungo tre chilometri. La lunga storia del ponte sullo Stretto di Messina*, "Area", n. 59, 2001, pp. 6-19.

J.O.V. Irminger, *Nogle forsog over trykforholdene paa planer bog legemer pa a virkede of luftstromninger*, "Ingeniøren", 1894, e "Enginnering News and Engineers", 1895.

H. Isler, *New Shapes for Shells*, "Bulletin of the IASS", n. 8, 1960.

M. Jensen, *The model law for phenomena in the natural wind*, "Ingeniøren, International Edition", n. 2, 1958, pp. 121-128.

M. Jensen, *Model-Scale Tests in Turbulent Wind*, "The Danish Technical Press", Copenhagen 1965.

W. C. Kernot, *Wind Pressures*, "Australasian Builder and Contractors News", n. 13, 1893, p. 194.

E. Lauletta, *Theoretical Considerations and Experimental Research on the Behavior of Tall Buildings during Earthquakes*, "Giornale del Genio Civile", n. 6, giugno 1963.

E. Lauletta, A. Castoldi, *Un tavolo vibrante per prove "random"*, "Tecnica Italiana", n. 6, giugno 1967, pp. 3-12.

*Le verre: matériau artistique et décoratif*, "Bâtiment", n. 5, vol. 41, maggio 1966, p. 61.

J. Mirza, *Stresses and Deformations in Umbrella Shells*, in "Proceedings of the American Society of Civil Engineers", aprile 1967.

J. Mirza, *Analysis of Post-Tensioned Hyperbolic Paraboloid Shell Roofs*, "Journal of the Prestressed Concrete Institute", febbraio 1967.

L. Moretti, *Struttura come forma*, "Spazio", dicembre 1951- aprile 1952, n. 6, pp. 21-30.

G. Oberti, *Criteri di progetto delle strutture in zone sismiche*, "L'industria delle costruzioni", n. 10, marzo-aprile 1969, pp. 3-14.

P.L. Nervi, *Corretto Costruire*, "Strutture. Rivista di scienza e arte del costruire", Edizioni della Bussola, n. 1, aprile 1947, pp. 4-5.

A. Parme, *Shells of Double Curvature*, *Transactions*, American Society of Civil Engineers, 1958.

G. Pizzetti, *Intuizione e linguaggio analitico nell'ingegneria e nell'architettura*, "Casabella-Continuità", n. 216, 1957, pp. 50-52.

J. Smeaton, *An experimental investigation concerning the natural powers of water and wind*, "Phil. Trans. R. Soc. London", n. 51, 1759-1760, pp. 100-174.

A. Tedesco, *How Have Concrete Shell Structures Performed? An Engineer Looks Back at the Years of Experience with Shells*, "Bulletin of the IASS", 1980.

*Umbrella Building*, "The Architectural Forum", n. 98, 1953, pp. 150-152.

#### Lo studio sperimentale della Cattedrale di San Francisco.

#### Apice e declino dei modelli fisici

#### Dal modello fisico a quello virtuale. Nuovi strumenti e nuovi orizzonti per l'ingegneria strutturale

Monografie, cataloghi di mostre, atti di convegni

J. F. Abel, J.R. Cooke (a cura di), *Proceedings of the 6th International Conference on Computation of Shell and Spatial Structures*, IASS-IACM 2008.

C. Andriani (a cura di), *Le forme del cemento. Plasticità*, Gangemi, Roma 2008.

ASCE, *Design of cylindrical concrete shell roofs*, ASCE, New York 1952.

F. Baron, R. W. Clough, G. A. Sedgwick, *Report of the Board Appointed to Review the Structural Design of the proposed Saint Mary's Cathedral*, San Francisco, inedito, 1967.

D.P. Billington, *Thin Shell Concrete Structures*, 2nd ed., McGraw-Hill, New York 1982.

D.P. Billington, *The Art of Structural Design: A Swiss Legacy*, Princeton University Art Museum/ Yale University Press, 2003.

D. S. Burnett, *Finite Element Analysis*, Addison-Wesley, Reading (MA) 1987.

P. Cassinello, *La relevante aportación de Heinz Hossdorf al desarrollo del pretensado 1954-1968*, in M. Arenillas, C. Segura, F. Bueno, S. Huerta (a cura di), *Actas del Quinto Congreso Nacional de Historia de la Construcción*, Burgos, 7-9 junio 2007, I. Juan de Herrera, SEDHC, CICCIP, CE-HOPU, Madrid 2007.

P. Cassinello (a cura di), *Félix Candela. Centenario 2010. La conquista de la esbeltez*, Universidad Politécnica de Madrid y Fundación Juanelo Turriano, Madrid 2010.

N. Ceccarelli, *Progettare nell'era digitale. Il nuovo rapporto tra design e modello*, Marsilio, Venezia 2002.

J. Chilton, *Heinz Isler*, Thomas Telford Publishing, London 2000

M. L. Clausen, *Pietro Belluschi Interview*, Northwest Oral History Project, n. 12, Archives of American Art, Smithsonian Institution, Washington D.C. 1983.

M. L. Clausen, *Spiritual Space. The Religious Architecture of Pietro Belluschi*, University of Washington Press, Seattle-London 1992.

R.W. Clough, E.L. Wilson, *Early Finite Element Research at Berkeley*, testo dell'intervento presentato alla "Fifth U.S. National Conference on Computational Mechanics" (University of Colorado at Boulder, CO, USA, 4-6 agosto 1999).

A. Drexler, *Twentieth Century Engineering*, The Museum of Modern Art, New York 1964.

H.L. Dreyfus, *What Computers Can't Do. A Critique of Artificial Reason*, Harper & Row, New York 1972.



P. Drew, *Sydney Opera House: Jørn Utzon*, Phaidon, London 1995.

F. Fromonot, *Jørn Utzon, architetto della Sydney Opera House*, Electa, Milano 1998.

R. Gabetti, *Testimonianza*, in G. Imbesi, M. Morandi, F. Moschini (a cura di), *Riccardo Morandi. Innovazione tecnologia progetto*, Gangemi, Roma 1991.

C. Gubitosi, A. Izzo, *Eduardo Catalano. Buildings and Projects*, catalogo della mostra (Napoli, 1978), Officina Edizioni, Roma 1978.

H. Hosssdorf, *Modellstatik*, Bauverlag GMBH, Wiesbaden-Berlin 1971.

H. Hosssdorf, *Modelos reducidos: método de cálculo*, IETCC, Madrid 1972.

H. Hosssdorf, *Das Erlebnis Ingenieur zu sein*, Birkhäuser, Berlin 2003.

H.C. Martin, *Introduction to Matrix Methods of Structural Analysis*, McGraw-Hill, New York 1966.

H.C. Martin, G.F. Carey, *Introduction to Finite Element Analysis*, McGraw-Hill, New York 1973.

W. Mitchell, *Computer-Aided Architectural Design*, Van Nostrand Reinhold, New York 1977.

P. Murray, *The Saga of the Sydney Opera House. The Dramatic Story of the Design and Construction of the Icon of Modern Australia*, Spon Press, London 2004.

W. Nerdinger (a cura di), *Frei Otto. Complete Works. Lightweight Construction Natural Design*, Birkhäuser, Basel 2005.

P.L. Nervi, *Aesthetics and Technology in Building*, Harvard University Press, Cambridge 1965.

F. Otto, *Tensile Structures*, vol. 1, MIT Press, Cambridge 1979.

P. Polato, *Il modello nel design. La bottega di Giovanni Sacchi*, Hoepli, Milano 1991.

G. Poleni, *Memorie storiche della Gran Cupola del Tempio Vaticano*, Padova 1748.

S. Poretti, *L'ingegneria e la «scomparsa delle lucciole»*, in A. Buccaro, G. Fabricatore, L.M. Papa (a cura di), *Storia dell'Ingegneria, Atti del 1° Convegno Nazionale, Napoli, 8-9 marzo 2006*, Cuzzolin, Napoli 2006, tomo I, pp. 157-166.

P. Rice, *L'immaginazione costruttiva*, Marinotti, Milano 2012, pp. 53-61.

J. Robinson, *Early FEM Pioneers*, Pitman Press, s.l. 1985.

L.F. Robinson, *Saint Mary's Cathedral in San Francisco*, in S.J. Medwadowski, W.C. Schnobrich, A.C. Scordelis (a cura di), *Concrete Thin Shells*, American Concrete Institute, SP. 28, Farmington Hills (USA) 1971, pp. 185-192.

A. Saint, *Architect and Engineer. A Study in Sibling Rivalry*, Yale University Press, New Haven-London 2007.

J. Sykes, *Sydney Opera House. From the Outside In*, Playbill, Pymble 1993.

*The Role of Computer in Design*, Center for Environmental Design Research Working Paper, University of California, Berkeley 1993.

J. Tomlow, *Das Modell. Antoni Gaudis Hängemodell und Seine Rekonstruktion - Neue Erkenntnisse zum Entwurf*, Institut für Leichte Flächentragwerke, Stuttgart 1989.

Y. Tsuboi, M. Kawaguchi, *Design of a Concrete Shell Roof Structure in the Shape of an Inverted Cylinder*, in *World Conference on Shell Structures*, atti del convegno a San Francisco (1-4 ottobre 1962), National Academy of Sciences - National Research Council, Washington D.C. 1962, pp. 369-378.

D. Walker, *Great Engineers*, Academy Editions, London 1987.

A. Watson, *Building a Masterpiece. The Sydney Opera House*, Powerhouse Publishing, Sydney 2006.

R.E. Whitbread, M.A. Packer, *Wind pressure measurements on a model of the proposed new Sydney Opera House*, Nat. Phys. Lab. Aero Divn, Report 1049, 1962.

D. Yitzhaki, *The Design of prismatic and cylindrical shell roofs*, Haifa Science Publishers, Haifa 1958.

M. Zevi (a cura di), *Il computer nella progettazione*, Bulzoni, Roma 1972.

O.C. Zienkiewicz, R.L. Taylor, *The finite element methods*, 5<sup>th</sup> edition, Butterworth Heinemann, Oxford 2000.

#### Articoli su riviste

O. Arup, J. Zunz, *Sydney Opera House*, "Structural Engineer", marzo 1969.

O. Arup, J. Zunz, *Sydney Opera House*, "The Arup Journal", ottobre 1973.

J. Blanchard, *Model Tests for the Sydney Opera House*, "The Arup Journal", vol. 3, maggio 1968, p. 60.

H. Caminos, *Studies on Models of a Type of Membranal Structure*, "Bulletin IASS", n. 2, 1960.

F. Candela, *Structural Digressions Around Style in Architecture*, "The Student Publications of the School of Design", North Carolina State College, Raleigh (NC), vol. V, n. 1, 1954.

F. Candela, *Toward a New Philosophy of Structures*, "The Student Publications of the School of Design", North Carolina State College, Raleigh (NC), n. 3, 1954.

F. Candela, *Comprendere il paraboloide iperbolico*, "Casabella", n. 298, ottobre 1965, pp. 56-63.

R. Capomolla, *Il ponte sul Basento, ovvero l'invenzione di una forma "ancora senza nome"*, "Casabella", n. 739-740, dicembre 2005-gennaio 2006, pp. 13-19.

R. Capomolla, *Le «forme organiche strutturali». Materia e spazio nelle opere di Sergio Musmeci*, "Rassegna di Architettura e Urbanistica", n. 121-122, gennaio-agosto 2007, pp. 135-148.

P. Cassinello, *En Memoria de Heinz Hosssdorf*, "Informes de la Construcción", vol. 58, 502, aprile-giugno 2006, pp. 63-81.

E. Catalano, *Two Warped Surfaces*, "The Student Publications of the School of Design", North

Carolina State College, Raleigh (NC), vol. 5, n. 1, 1955.

E. Catalano, *Structures of Warped Surfaces*, "The Student Publications of the School of Design", North Carolina State College, Raleigh (NC), vol. 10, n. 1, Raleigh, NC, 1960.

M.A. Chiorino, *Gustavo Colonnetti, uno dei padri fondatori della scienza delle costruzioni, la biblioteca di Pollone e la cultura architettonica italiana*, "Casabella", n. 794, ottobre 2010, pp. 94-97.

F. Dal Co, *Le origini della morfologia resistente come meraviglia*, "Casabella", n. 686, febbraio 2001, p. 36.

C.A. Felippa, *A Historical Outline of Matrix Structural Analysis: A Play in Three Acts*, "Computers & Structures", vol. 79, issue 14, giugno 2001, pp. 1313-1324.

*Focus: Controversial Cathedral*, "Architectural Forum", ottobre 1969.

*Focus: St. Mary's Cathedral*, "Architectural Forum", dicembre 1970.

J.P. Gaffey, *The Anatomy of Transition: Cathedral-Building and Social Justice in San Francisco, 1962-1971*, "The Catholic Historian Review", vol. 70, n. 1, Catholic University of America Press, gennaio 1984, pp. 45-73.

P. Grassini, *L'Autostrada Pompei-Salerno e il suo inserimento nel paesaggio*, "L'industria italiana del Cemento" 1961, pp. 397-412.

A. Hrennikoff, *Solution of Problems in Elasticity by the Framework Method*, "J. Appl. Mech.", n. 8, 1941, pp. 169-175.

T. Iori, *Gusci sottili di cemento armato*, "Area", n. 57, luglio-agosto 2001, pp. 16-23.

H. Isler, *New Shapes for Shells*, contributo presentato al IASS Colloquium on Non-traditional Construction Processes of Shell Structures, Madrid, 1959, "Bulletin of the International Association for Shell Structures", n. 8, 1961.

H. Isler, *New Shapes for Shells - Twenty Years After*, "Bulletin of the International Association for Shell and Spatial Structures", n. 71/72, 1980, pp. 9-26.

M. Kawaguchi, *Yoshikatsu Tsuboi. Distinguished Researcher, Warmhearted Teacher and Talented Structural Designer*, "International Journal of Space Structures", vol. 21, n. 1, marzo 2006, pp. 31-41.

D. McHenry, *A Lattice Analogy for the Solution of Plane Stress Problems*, "J. Inst. Civil Eng.", n. 21 (2), 1943.

*Monumental Cathedral for the Modern Age: Project for San Francisco's New Roman Catholic Cathedral*, "Architectural Forum", n. 3, marzo 1964.

S. Musmeci, *Ponte sul Basento a Potenza*, "L'industria italiana del Cemento", n. 2, febbraio 1977.

S. Musmeci, *Le tensioni non sono incognite*, "Parametro", n. 80, ottobre 1979.

G. Neri, *Leonardo Mosso e la biblioteca Benedetto Croce a Pollone*, "Casabella", n. 794, ottobre 2010, pp. 87-93.

P.L. Nervi, *Considerations for a curriculum*, "The

Student Publications of the School of Design", North Carolina State College, Raleigh (NC), vol. 4, n. 2, 1954, pp. 3-6.

P.L. Nervi, *La ricerca sperimentale nel campo costruttivo*, estratti da "Rapporto sulla ricerca", Istituto Accademico di Roma, Roma 1970.

B.J. Novitski, *Gebry Forges New Computer Links*, "Architecture", agosto 1992.

E. Popov, *The Torroja Heritage*, "Bulletin IASS", n. 1-2, aprile-agosto 1990.

*Powerful Cathedral for San Francisco*, "Progressive Architecture", vol. XLV, n. 3, marzo 1964, p. 69.

A. C. Scordelis, *General Analysis Using Discretizing Methods*, "Bulletin of IASS", n. 71/72, dicembre 1979-aprile 1980, pp. 67-72.

*St. Mary's Cathedral, San Francisco*, "Architectural Record", settembre 1971.

A. Temko, *S. F.'s New Cathedral: A Critical Essay*, "San Francisco Chronicle", 15 giugno 1963.

*The Philips Pavilion at the 1958 Brussels World's Fair*, "Philips Technical Review", n. 20, 1958, pp. 1-36.

E. Torroja, *Puente pretensado de piedra natural*, "Informes de la Construcción", Madrid, maggio 1955.

Y. Tsuboi, M. Kawaguchi, *Design Problems of a Suspension Roof Structure - Tokyo Olympic Swimming Pools*, "Report of the Institute of Industrial Science", Tokyo, The University of Tokyo, novembre 1965, vol. 15, n. 2.

Y. Tsuboi, R. Nasukawa, *Hyperbolic Paraboloidal Shell Structure for Tokyo Roman Catholic Cathedral*, "Bulletin of IASS", n. 28, 1966, pp. 37-52.

M.J. Turner, R.W. Clough, H.C. Martin, L.J. Topp, *Stiffness and Deflection Analysis of Complex Structures*, "J. of Aero. Sci.", n. 23, settembre 1956.

J. Utzon, *Platform and Plateaus*, "Zodiac", n. 10, 1962.

#### Pubblicazioni ISMES relative ai modelli strutturali nerviani

G. Bocca, *ISMES, quarant'anni*, edizione fuori commercio pubblicata in occasione del 40° anniversario dell'Istituto, ISMES, Bergamo 1993.

C. Piga, *La storia dei modelli dal tempio di Salomone alla realtà virtuale*, edizione fuori commercio, ISMES, Seriate (BG) 1996.

#### "I Quaderni ISMES" dal 1951 al 1974

**1 (1953)**. ISMES: organizzazione, impianti, attività.

**2 (1954)**. G. Oberti, *Sulla valutazione del coefficiente globale di sicurezza di una struttura mediante esperienze su modelli*.

**3 (1955)**. *Cenni illustrativi sulle esperienze eseguite nel primo quadriennio 1951-55*.

**4 (1955)**. G. Oberti, E. Fumagalli, E. Lauletta, *Contributi al 5. Congresso sulle grandi dighe* (Paris

1955). [Contiene: G. Oberti, *L'étude rationnelle et économique des grands barrages en béton par l'utilisation des essais sur modèles*; E. Fumagalli, *Communication sur les matériaux pour modèles statiques de barrages en béton*; E. Lauletta, *Communication sur deux appareils de mesure pour modèles statiques de barrages*].

**5 (1956)**. G. Oberti, *Ausilio dei modelli nello studio del comportamento statico e dinamico delle costruzioni*, estratto della conferenza tenuta presso la Società Ingegneri e Architetti di Torino il 27 febbraio 1956.

**6 (1956)**. G. Oberti, *Development of aseismic design and construction in Italy by means of research on large models*, *Proceedings of the World Conference on the Earthquake Engineering Research - San Francisco*, Berkeley 1956.

**7 (1957)**. G. Oberti, *Essais sur modèles de barrages*.

**8 (1957)**. R.E. Rowe, ISMES, in "Cement and Concrete Association Technical Report", 1957.

**9 (1957)**. G. Oberti, *Arch Dams: Development of Model Researches in Italy*, in *Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, agosto 1957.

**10 (1958)**. G. Oberti, *The Aid of Models in the Study of Static Behaviour of Large Dams in Concrete Built in Successive Stages*; G. Oberti, E. Fumagalli, E. Lauletta, *Sur la comparaison entre les déformations enregistrées dans les barrages et les résultats des essais sur modèle*.

**11 (1957)**. G. Oberti, E. Fumagalli, *Memoria presentata al X. Congresso Nazionale degli Ingegneri Italiani* (Milano, Politecnico, 3-5 novembre 1957). [Contiene G. Oberti, *L'ingegneria civile degli impianti nucleari*; E. Fumagalli, *Materiali per schermi biologici*].

**12 (1959)**. G. Oberti, *Large scale model testing of structures beyond the elastic limit*, Paper presented at the International Colloquium on Models of Structures - Madrid - June 1959.

**13 (1959)**. E. Fumagalli, *Matériaux pour modèles réduits et installations de charge*.

**14 (1960)**. G. Oberti, *Italian Arch Dam Design and Model Confirmation*, in "Journal of the Structural Division", *Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, n. 2410, marzo 1960, pp. 1-25.

**15 (1960)**. *Experimentelle Untersuchungen über die Charakteristika der Verformbarkeit des Felsens*, Sonderabdruck aus Jahrgang 25, Heft 2-3, 1960.

**16 (1960)**. E. Fumagalli, *Calcestruzzi da scermaggio biologico per reattori di potenza*, estratto da "L'Energia Elettrica", fascicolo n. 2, vol. XXXVII, 1960.

**17 (1962)**. E. Fumagalli, *Tecnica e materiali per la modellazione delle rocce di fondazione di sbarramenti idraulici*, estratto dal "Giornale del Genio Civile", fascicolo 12, dicembre 1961.

**18 (1962)**. L. Goffi, *Il regime degli sforzi in un tubo cilindrico cavo in calcestruzzo di lunghezza finita per effetto di un campo stazionario di temperatura con sorgente di calore lineare disposta sull'asse*

*del tubo stesso*, estratto da "L'Energia Elettrica", fascicolo n. 1, vol. XXXIX, 1962.

**19 (1962)**. G. Oberti, E. Lauletta, *Dynamic tests on models of structures*, Paper presented at the 2nd World Conference of Earthquake Engineering, Tokyo, July 1960.

**20 (1962)**. R. Sammartino, *Fenomeni termici nelle dighe ad arco. Valutazione delle sollecitazioni*, estratto da "L'Energia Elettrica", fascicolo n. 4, vol. XXXIX, 1962.

**21 (1962)**. *L'institut expérimental d'essais sur modèles réduits de Bergame (Italie)*, in "Génie Civil", Paris, 15 dicembre 1962.

**22 (1964)**. G. Oberti, *La ricerca sperimentale su modelli strutturali e l'ISMES*, estratto da "L'industria italiana del Cemento", fascicolo 5, vol. XXXIII, 1963.

**23 (1964)**. G. Oberti, E. Fumagalli, *Propriété sphysico-mécaniques des roches d'appui aux grands barrages et leur influence statique documentée par les modèles*.

**24 (1964)**. E. Lauletta, *Dynamic features of a recent Italian arch dam*.

**25 (1964)**. G. Oberti, E. Lauletta, *Evaluation Criteria for Factors of Safety Model Test Results*, Symposium on Concrete Dam Models, 14-19 ottobre 1963, LNEC, Lisboa.

**26 (1964)**. E. Fumagalli, *Modeles geomécaniques des réservoirs artificiels: matériaux, technique d'essais, exemples de reproduction sur modèles*; G. Oberti, E. Fumagalli, *Results Obtained in Geomechanical Model Studies*, Symposium on Concrete Dam Models, 14-19 ottobre 1963, LNEC, Lisboa.

**27 (1964)**. E. Lauletta, *Thermoelastic test on arch dam models*, Symposium on Concrete Dam Models, 14-19 ottobre 1963, LNEC, Lisboa.

**28 (1965)**. E. Lauletta, *Theoretical considerations and experimental research on the behaviour of tall buildings during earthquakes*, versione inglese dell'articolo pubblicato in "Giornale del Genio Civile", n. 6, giugno 1963.

**29 (1965)**. G. Oberti, *Results and Interpretations of Measurements Made on Large Dams of All Types, Including Earthquake Observations*.

**30 (1965)**. E. Fumagalli, *Caratteristiche di resistenza dei conglomerati cementizi per stati di compressione pluriassiali*.

**31 (1966)**. E. Fumagalli, *Equilibrio geomeccanico del banco di sottofondazione della diga del Petrusillo*, comunicazione presentata al VII Convegno di Geotecnica, Trieste, 1-2 giugno 1965.

**32 (1967)**. E. Fumagalli, *Stability of arch dam rock abutments*.

**33 (1967)**. G. Oberti, E. Lauletta, *Structural Models for the Study of Dam Earthquake Resistance*.

**34 (1967)**. E. Lauletta, A. Castoldi, *Un tavolo vibrante per prove "Random"*, ricerca eseguita con il contributo del Consiglio Nazionale delle Ricerche - Gruppo di ricerca "Ingegneria Sismica".

**35 (1967)**. E. Lauletta, *Osservazioni sulla sta-*

*tica delle volte sottili a paraboloido iperbolico*, in "Costruire", n. 39, 1967.

**36 (1967)**. G. Oberti, A. Rebaudi, *Bedrock stability behaviour with time at the Place Moulin arch-gravity dam*, Paper presented at the IX Congress of International Commission on Large Dams (ICOLD), Istanbul, Turchia, settembre 1967.

**37 (1967)**. G. Oberti, *Modelos de presas de concreto y tunnels*.

**38 (1968)**. E. Fumagalli, *Model simulation of rock mechanic problems*.

**39 (1969)**. F. Bernini, M. Cuniatti, R. Galetto, *A photogrammetric method for assessing the displacements under stress of large structure models. Experimental application*, in "Bollettino di Geodesia e Scienze Affini", n. 3, 1968.

**40 (1969)**. E. Fumagalli, *Tests on cohesionless materials for rockfill dams*, in "Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division", *Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, gennaio 1969.

**41 (1970)**. G. Oberti, *Model analysis for structural safety and optimization*, Prepared discussion presented at the Eighth Congress of the International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE), New York, September 9-14, 1968.

**42 (1970)**. E. Fumagalli, *Compression properties of incoherent rock materials for large embankments*.

**43 (1970)**. F. Scotto, *Techniques for Rapture Testing of Prestressed Concrete Vessel Models*.

**44 (1970)**. E. Carabelli, *Improvements in Geophysical Methods for Measuring Elastic Properties of Foundation Rocks*.

**45 (1970)**. G. Oberti, A. Rebaudi, L. Goffi, *Comportements statique des massifs rocheux (calcaires) dans la réalisation de grands ouvrages souterrains*.

**46 (1970)**. E. Fumagalli, *Influence des fondations sur la mécanique de rupture des barrages-voute*.

**47 (1970)**. G. Oberti, E. Fumagalli, *Sul funzionamento statico della diga di Susqueda dall'analisi dei risultati sperimentali su modello*, estratto da "L'Energia Elettrica", fascicolo n. 7, XLVII, 1970.

**48 (1970)**. E. Lauletta, A. Castoldi, *Earthquake Simulation by a Shake Table*.

**49 (1970)**. E. Fumagalli, G. Verdelli, *Static test on a model of a prestressed concrete pressure vessel for a THTR nuclear reactor*, Meeting concerning Experimental Investigation and Safety Aspects of PCRV's, Delft, 4 dicembre 1970.

**50 (1972)**. O. Fischer, *Contribution to experimental solution of the effects of heavy vibrations on an elasto-plastic oscillator*, 1971.

**51 (1972)**. G. Oberti, A. Castoldi, M. Casirati, *Il comportamento dinamico di dighe in materiale sciolto studiato per mezzo di modelli elastici*.

**52 (1972)**. E. Lauletta, A. Castoldi, *Il comportamento dinamico dei ponti sospesi studiato a mezzo di modelli*.

**53 (1973)**. G. Oberti, A. Castoldi, *New trends in model research on large structures*, Paper presented at the 9<sup>th</sup> Congress of International Association

for Bridge and Structural Engineering (IABSE), Amsterdam, May 1972.

**54 (1973)**. E. Fumagalli, *Stato e prospettive delle applicazioni industriali delle radiazioni nucleari*, contributo presentato al XVIII Congresso Nucleare di Roma, 1972.

**55 (1973)**. E. Fumagalli, *Verification par modèles des revêtements des tunnels*, contributo presentato all'Internationales Symposium für Untertagbau, Luzern, 11-14 settembre 1972.

**56 (1973)**. A. Castoldi, *New techniques of model investigation of the seismic behavior of large structures*.

**57 (1973)**. R. Riccioni, *Interpretazione delle misure di spostamento durante l'evacuazione di una grande centrale in caverna*.

**58 (1973)**. M. Fanelli, R. Riccioni, *Calcoli svolti per l'interpretazione delle misure di spostamento durante l'evacuazione della centrale in caverna del lago Delio*, contributo presentato al X Convegno di Geotecnica, Bari, 26-27 ottobre 1970.

**59 (1973)**. S. Martinetti, G. Montani, R. Ribacchi, R. Riccioni, *L'impiego di elementi finiti di alto ordine nella meccanica dei terreni e delle rocce*.

**60 (1973)**. F. Bernini, M. Cuniatti, *Cameras de prises de vues pour le mesurage des déformations d'objets rapprochés*, in "Bollettino di Geodesia e Scienze Affini", n. 1, 1973.

**61 (1973)**. L. Goffi, G. Simonetti, *Indagine sul comportamento di lastre in cemento armato sollecitate a flessione biassiale pura*, in "L'industria italiana del Cemento", n. 1, 1973.

**62 (1974)**. R. Riccioni, *Introduzione ai metodi di calcolo per elementi finiti*.

**63 (1974)**. L. Goffi, *Observation extensiométriques sur des ouvrages en béton de grande épaisseur* [barrage de Place Moulin], contributo presentato al Seminar on Concrete Structures Subjected to Triaxial Stresses, 17-19 maggio 1974, ISMES, Bergamo.

**64 (1974)**. M. Fanelli, R. Riccioni, G. Robutti, *Finite Element Analysis of Prestressed Concrete Pressure Vessel*, contributo presentato al Seminar on Concrete Structures Subjected to Triaxial Stresses, 17-19 maggio 1974, ISMES, Bergamo.

**65 (1974)**. F.L. Scotto, *Triaxial State of Stress Tiny Walled PCPV for HTGR. Comparison with a Conventional Thick Solution*, contributo presentato al Seminar on Concrete Structures Subjected to Triaxial Stresses, 17-19 maggio 1974, ISMES, Bergamo.

**66 (1974)**. E. Fumagalli, G. Verdelli, *Small scale models of PCPV for High Temperature Gas Reactor. Modelling Criteria and typical Result*, contributo presentato al Seminar on Concrete Structures Subjected to Triaxial Stresses, 17-19 maggio 1974, ISMES, Bergamo.

**67 (1974)**. E. Fumagalli, *Philosophie sur la technique des modèles statiques adoptée à l'ISMES pour les structures massives*, contributo presentato al Seminar on Concrete Structures Subjected to



Triaxial Stresses, 17-19 maggio 1974, ISMES, Bergamo.  
**68 (1974)**. L. Carati, *Determination des contraintes dans la concole et les arcs du barrage de Frera moyennant temoins places dans les cubes de beton preamablement soumis a etallonnage traxial*, contributo presentato al Seminar on Concrete Structures Subjected to Triaxial Stresses, 17-19 maggio 1974, ISMES, Bergamo.

**"I Quaderni ISMES". Contributi successivi al 1974 relativi ai modelli strutturali di Pier Luigi Nervi**

**89 (1977)**. G. Oberti, *Model contribution to the design and safety control of large structures*, IABSE 10<sup>th</sup> Congress, Tokyo, September 6-11, 1976.

**103 (1978)**. G. Oberti, E. Fumagalli, *Criteria for the choice and use of model materials for reinforced concrete structures*, in *Model Analysis as a Design Tool; Reinforced and Prestressed Microconcrete Models*, Building Research Establishment, Garston, Watford, England 1978.

**128 (1980)**. G. Oberti, *L'attraversamento dello Stretto di Messina e la sua fattibilità. Confronti con le altre esperienze estere e considerazioni sulla fattibilità*, in *Atti dei Convegni Lincei, L'attraversamento dello Stretto di Messina e la sua fattibilità*, Roma, 4-6 luglio 1978, Accademia Nazionale dei Lincei, Roma 1979.

**147 (1981)**. G. Oberti, *Structural Modelling*, in *Pier Luigi Nervi e la sua opera: incontro di studio organizzato dal Comitato del Premio Ingersoll Rand Italia - Milano, 10 aprile 1980*, Circolo della Stampa, Milano 1980.

**148 (1981)**. G. Oberti, *In memoriam: prof. P.L. Nervi*.

**149 (1981)**. G. Oberti, *L'evoluzione dei modelli fisici impiegati nello studio delle strutture in calcestruzzo semplice ed armato*, in "L'industria italiana del Cemento", n. 9, 1980.

**186 (1983)**. G. Oberti, *Present trends in structural modeling*, in *Commemorative volume of the 60<sup>th</sup> birthday of prof. Bruno Thürlimann*, 5 giugno 1983.

**Su modellazione strutturale, fotoelasticità, ricerche sperimentali (fino al 1979)**

1951-1961. ISMES, ISMES, Bergamo 1961.

D.A. Abrams, *Design of Concrete Mixtures*, Structural Materials Research Laboratory, Lewis Institute, Bulletin n. 1, Chicago 1918.

Z.X. Alami, P.M. Ferguson, *Accuracy of models used in research on reinforced concrete*, "Proceedings of American Concrete Institute", n. 60, novembre 1963, pp. 1643-1663.

J. Antebi, H.D. Smith, R.J. Hansen, *Study of the Applicability of Models for Investigation of Air Blast Effects on Structures*, Technical Report to the

Defense Atomic Support Agency, Department of Civil Engineering, M.I.T., Cambridge (MA), ottobre 1960.

J. Antebi, H.D. Smith, H.D. Sharma, H.G. Harris, *Evaluation of Techniques for Constructing Model Structural Elements*, Research Report R62-15, Department of Civil Engineering, M.I.T., Cambridge (MA), maggio 1962.

J.H. Argyris, *Recent Advances in Matrix. Methods of Structural analysis*, Pergamon Press, London 1964.

O. Arup, J. Zunz, *Sydney Opera House*, "Structural Engineer", marzo 1969.

O. Arup, J. Zunz, *Sydney Opera House*, "The Arup Journal", ottobre 1973.

V. Askegaard, A. Albers, P.L. Mortensen, *Test on a Model of Cable Roof*, VDI-Berichte n. 102, 1966.

A. Bailey, N.D.G. Vincent, *Wind pressure on buildings including the effects of adjacent buildings*, "J. Inst. Civ. Eng.", n. 20, London 1943, pp. 243-275.

P.S. Balint, *Plastrene Model as Structural Design Aid*, "Constructional Review", aprile 1957.

P.S. Balint, W.K. Clark, *Model Studies of Upper Cotter River Arch Dam, Australia*, contributo presentato al Symposium on Analysis and Design of Hydraulic Structures, "Indian Journal of Power and River Valley Development", 6 2 Madan, St. Cal-13, numero speciale.

P.S. Balint, F.S. Shaw, *Structural Model of the "Australia Square" Tower in Sydney*, "Architectural Science Review", dicembre 1965, pp. 136-149.

G.D. Base, *Tests on a Perspex Model Anticlastic Roof of Lattice Construction*, Cement and Concrete Association, 1962.

N. Beaujoint, *Similitude et théorie des modèles*, Colloque International sur les Modèles réduits de Structures, Madrid 1959.

N. Beaujoint, *Modèles réduits de résistance des caissons en béton précontraint des piles G2 et G3*, "RILEM Bulletin", n. 10, 1961.

N. Beaujoint, B. Bouché, *Etude de barrages sur modèles réduits en mortiers de plâtre*, Colloque International sur les Modèles réduits de Structures, Madrid 1959.

N. Beaujoint, R. Jacquesson, *Emploi conjugué de deux petits modèles plans pour le calcul des micro-déplacements*, "RILEM Bulletin", n. 10, 1961.

A.W. Beebsy, *Short-Term Deformations of Reinforced Concrete Members*, Cement and Concrete Association, 1968.

G.E. Beggs, *An accurate mechanical solution of statically indeterminate structures by use of paper models and special gages*, "Proc. Am. Concr. Inst.", n. 18, 1932, pp. 58-82.

G.E. Beggs, K.E. Timby, B. Birdsall, *Suspension bridge stresses determined by model*, "Eng. News Record", giugno 1932.

C. Benito, *Comprobación experimental de cubiertas laminares, por medio de modelos reducidos*, Laboratorio Central de Ensayo de Materiales de Construcción, Publicacion n. 97, 1959.

C. Benito Hernandez, *Estudio experimental de cubiertas laminares con modelos reducidos*, "Revista de Obras Públicas", ottobre 1957, n. 2910, pp. 523-531.

J.M. Biggs, H.J. Hansen, *Techniques d'emploi de modèles dans la recherche sur le comportement de structure*, "RILEM Bulletin", n. 10, 1961.

J. Blanchard, *Model Tests for the Sydney Opera House*, "The Arup Journal", vol. 3, maggio 1968, p. 60.

F.J. Borges, *Statistical Theories of Structural Similitude*, RILEM International Colloquium on Models, Madrid, giugno 1959.

F.J. Borges, *Statistical Theories of Structural Similitude*, Auszug aus RILEM-Bulletin, n. 7, 1960.

F.J. Borges, *Dynamic Structural Studies on Models*, Final Report, IABSE 7<sup>th</sup> Congress 1964.

F.J. Borges, *Dynamic Model Studies for Designing Concrete Structures*, LNEC, Lisboa 1967.

F.J. Borges, J. d'Arga e Lima, *Crack and Deformation Similitude in Reinforced Concrete*, *Proceedings*, RILEM Symposium on Models of Structures, Madrid 1959, First Session, "RILEM Bulletin", n. 7, Paris, giugno 1960.

F.J. Borges, J. Pereira, *Dynamic model studies for designing concrete structures*, paper SP-24-10, *Models for Concrete Structures*, ACI SP-24, American Concrete Institute, Detroit (MI) 1970.

F.J. Borges, A. Ravara, *Structural Behavior of Panel Structures under Earthquake Actions*, in *Proceedings*, RILEM Symposium of the Effects of Repeated Loading of Materials and Structures, Mexico, 1966.

P.W. Bridgman, *Dimensional Analysis*, Yale University Press, 1920.

J.E. Breen, *Fabrication and Test of Structural Models*, *Proceedings*, ASCE, v. 94, ST 6, giugno 1968.

G. Brock, *Direct Models as an Aid to Reinforced Concrete Design*, "Engineering", n. 4857, 1959, pp. 468, 470.

G. Brock, *Concrete: Complete Stress-Strain Curves*, "Engineering", n. 5011, London, maggio 1962, p. 602.

E. Buckingham, *On Physically Similar Systems: Illustrations of the Use of Dimensional Equations*, "Physical Review", vol. IV, n. 4, 1914.

A.H. Bull, *A new method for the mechanical analysis of trusses*, "Civil Eng.", n. 1, 1930, pp. 181-183.

A.H. Burgrabe, *Mikrobeton fuer Modellstatische Untersuchungen*, Berichte des Institutes fuer Modellstatik der Univarsitaet Stuttgart, Haeft n. 1, 1972.

F.L. Camiero, A. Barcellos, *Concrete Tensile Strenght*, Bulletin n. 13, International Association of Testing and Research Laboratories for Materials and Structures, Paris, marzo 1953.

J.E. Carpenter, *Structural model testing - compensation for time effect in plastic*, "J. PCA Res. Dev. Lab", Skokie, Illinois, n. 5, 1963, pp. 47-61.

J.E. Carpenter, D.D. Magura, N.W. Hanson, *Structural Model Testing-Load Distribution in Concrete*

*I-Beam Bridges*, Development Department Bulletin D94, Portland Cement Association, Skokie (IL) 1964.

R.C. Carpenter, *The properties of balsa wood (Ochroma Lagopus)*, in *Trans. Am. Soc. Civil Eng.*, n. 81, 1917, pp. 125-160.

D.P. Carr, *Investigation of the Effect of Filler Materials upon the Poisson's Ratio of Polymers*, University of Surrey.

A. Castoldi, *New Techniques of Model Investigation of the Seismic Behavior of Large Structures*, paper presented at the ASCE National Structural Engineering Meeting, San Francisco, aprile 1973.

A. Castoldi, M. Casirati, *Experimental Techniques for the Dynamic Analysis of Complex Structures*, Report n. 74, ISMES, Bergamo 1976.

Cement and Concrete Association, *Models for structural design*, Symposium at the Institution of Civil Engineers, 1959.

J.E. Cermak, *Wind-tunnel development and trends in application to civil engineering*, "Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics", n. 91, 2003, pp. 355-370.

T.M. Charlton, *Model analysis of Structures*, E. & F.N. Spon Limited, London 1954.

S. Cherry, P.Y. Chow, W.J. Austin, *Experimental Studies of Columns*, Progress Report n. 4, Civil Engineering Studies Structural Research Series n. 34, University of Illinois Engineering Experiment Station, Urbana (IL) 1952.

A.H. Chowdhury, *An Experimental and Theoretical Investigation of the Inelastic Behavior of Reinforced Concrete Multistory Frame Models Subjected to Simulated Seismic Loads*, Ph.D dissertation, Cornell University, Ithaca (NY) 1974.

A.H. Chowdhury, R.N. White, *Inelastic Behavior of Small Scale Reinforced Concrete Beam-Column Joints Under Severe Reversing Loads*, Report n. 342, Department of Structural Engineering, Cornell University, Ithaca, New York, ottobre 1971.

A.H. Chowdhury, R.N. White, *Behaviour of Multi-Storey Reinforced Concrete Frames Subjected to Severe Reversing Loads*, Symposium on the Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads, International Association for Bridge and Structural Engineering, Lisboa 1973.

A.H. Chowdhury, R.N. White, N.R. Scott, *Small Scale Models for Reinforced Concrete Structures*, "ASAE Transactions", vol. 20, n. 1, novembre 1976.

L.A. Clark, *Crack Similitude in 1:3.7 scale Models of Slabs Spanning One Way*, Technical Report, Cement and Concrete Association, London, marzo 1971.

R.W. Clough, P. Hidalgo, *Design of a Shaking Table Test for a Reinforced Concrete Frame Structure*, in *Proceedings of the 5<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*, vol. I, Roma, giugno 1973.

R.W. Clough, P. Hidalgo, *Earthquake Simulator Study of a Reinforced Concrete Frame*, EERC Report n. 74-13, Berkeley (CA) 1974.

R.W. Clough, A.A. Huckelbridge, *Preliminary Experimental Study of Seismic Uplift of a Steel Frame*, "EERC Report" n. 77-22, Berkeley (CA) 1977.

R.W. Clough, D. Rea, D. Tang, M. Watabe, *Earthquake Simulator Test for a Three Story Steel Frame Structure*, in *Proceedings of the 5<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*, vol. I, Roma, giugno 1973.

R.W. Clough, D.T. Tang, *Earthquake Simulator Study of a Steel Frame Structure*, vol. I, *Experimental Results*, "EERC Report", n. 75-6, Berkeley (CA) 1975.

E.G. Coker, *Photoelasticity*, "Engineering", 6 gennaio 1911.

E.G. Coker, L. Luiggi, *Il metodo sperimentale di Coker per determinare gli sforzi interni nei materiali da costruzione mediante la luce polarizzata*, "Annali d'Ingegneria", 1916, pp. 35-50.

E.G. Coker, L.N.G. Filon, *A treatise on Photoelasticity*, Cambridge University Press, Cambridge 1931.

G. Colonnetti (a cura di), *Scienza delle costruzioni*, vol. III, *La tecnica delle costruzioni: le pareti sottili. Realizzazioni di P. L. Nervi, E. Torroja e G. Oberti*, Einaudi, Torino 1957.

J.M. Corum, J.E. Smith, *Use of Small Models in Design and Analysis of PCRV's*, ORNL-4346, Oak Ridge National Laboratory, Oak Ridge (TN) 1970.

J.H. Cowan, *The Architectural Science Laboratory of the University of Sidney*, "Archit. Sci. Rev.", n. 4, luglio 1961.

J.H. Cowan, *Architectural Use of Structural Models*, "Engineering", n. 192, 1961.

J.H. Cowan, *Some applications of the use of direct model analysis in the design of architectural structures*, "Journal of the Institution of Engineers", Australia, 1961, p. 259.

J.H. Cowan, *What Can We Do with Structural Models?*, Models Laboratory Report MR11, Department of Architectural Science, University of Sydney, New South Wales, Australia 1973.

J.H. Cowan, J.S. Gero, G.P. Ding, R.W. Muncey, *Models in Architecture*, Elsevier Publishing Company, New York 1968.

S. Crandall (a cura di), *Random Vibrations*, M.I.T. Press, Cambridge (MA) 1958.

A. Danusso, G. Oberti, *Indagini sperimentali sulle costruzioni: la fotoelasticità*, Libreria Ed. Politecnica, Milano 1932.

A. Danusso, G. Oberti, *Il "Laboratorio Prove modelli e costruzioni" dell'Istituto di Scienza delle Costruzioni del R. ° Politecnico di Milano*, "Il Cemento Armato - Le Industrie del Cemento", fascicolo n. 5, 1941.

K. Dau, *Wind Tunnel Tests of the Toronto City Hall*, UTIA Technical Note n. 50, Institute of Aerophysics, University of Toronto, Canada 1961.

A.G. Davenport, *Wind Loads on Structures*, "National Research Council of Canada, Division of Building Research. Technical Paper", n. 88, 1960.

A.G. Davenport, *The Application of statistical concepts to the wind loading of structures*, "Proc. Inst. Civ. Engrs.", n. 19, 1961, pp. 449-472.

A.G. Davenport, *The spectrum of horizontal gustiness near the ground in high winds*, "Journal of Royal Meteorological Society", n. 87, 1961, pp. 194-211.

A.G. Davenport, *The response of slender, line-like structures to a gusty wind*, "Proceeding of the Institution of Civil Engineers", n. 23, 1962, pp. 389-408.

M. Delanghe, *La Photoélasticimétrie; théorie, méthodes et applications*, "Revue d'Optique", 1928, pp. 237-265, 285-313.

*Earthquake Environment Simulation, Final Report and Proceedings of a Workshop on Simulation of Earthquake Effects on Structures*, San Francisco, settembre 1973, National Academy of Engineering, Washington 1974.

W.J. Eney, *New deformer apparatus*, "Eng. News-Record", n. 122, 1939.

C. Fabry, *Photoélasticité, Sur une nouvelle méthode pour l'étude expérimentale des tensions élastique*, Compts Rendus, 1930, pp. 437-460.

J. Ferrito, *Dynamic Tests of Model Concrete*, Technical Report R-650, Naval Civil Engineering Laboratory, Port Hueneme, California, novembre 1969.

J.F.L. Fialho, *The use of plastic for making structural models*, "RILEM Bulletin", New Series n. 8, settembre 1960, Technical Paper n. 185, LNEC, Lisboa 1962.

M.M. Frocht, *Photoelasticity*, John Wiley & Sons, New York 1941.

D.S. Fuss, *Mix Design for Small-Scale Models of Concrete Structures*, Technical Report R564, Naval Civil Engineering Laboratory, Port Hueneme, California, febbraio 1968.

E. Fumagalli, *The Use of Models of Reinforced Concrete Structures*, "Magazine of concrete Research", n. 12/35, 1960.

E. Fumagalli, *Materials for Scale Models and Devices of Loading*, "Bulletin RILEM", n. 8, settembre 1960.

E. Fumagalli, *Statical and Geomechanical Models*, Springer Verlag, Berlin-New York 1973.

G. Galilei, *Discorsi e Dimostrazioni Matematiche intorno a due nuove scienze Attenenti alla Meccanica & i Movimenti Locali*, Leiden 1638.

J.S. Gero, *Structural model testing of MLC Centre tower building*, Dept. of Architectural Science, Sydney 1973.

J.E. Gero, H.J. Cowan, *Structural concrete models in Australia*, in *Models of Concrete Structures*, ACI SP-24, American Concrete Institute, Detroit (MI) 1970, pp. 353-386.

H.G. Geymeyer, *Strain Meters and Stress Meters for Embedment in Models of Mass Concrete Structures*, Technical Report n. 6-811, U.S. Corps of Engineers, Vicksburg (MS), marzo 1967.

J.E. Gibson, *Computer analyses of cylindrical shell roofs*, E. & F.N. Spon, London 1961.

W. Gohlke, *Mechanisch-elektrische Messtechnik*, Carl Hanser Verlag, München.

W.G. Gooden, *Model Analysis and Design of Prestressed Concrete Nuclear Reactor Structures*, in *Nuclear Engineering and Design*, North-Holland Publishing Company, Amsterdam 1969.

J.N. Goodier, W.T. Thomson, *Applicability of Similarity Principles to Structural Models*, Cornell University, Technical Note n. 933, luglio 1944.

G. Grandori, *Sulla determinazione per via fotoelastica degli sforzi dovuti al peso proprio nelle strutture piane*, "Atti del Collegio degli Ingegneri di Milano", n. 3-4, luglio-agosto 1953.

H.F. Grave, *Elektrische Messung nicht elektronischer Größen*, Akademische Verlagsgesellschaft, Frankfurt a.M. 1965.

A.M. Haas, A.L. Bouma (a cura di), *RILEM/IASS Symposium on Shell Research*, Atti del convegno di Delft (30 agosto-2 settembre 1961), North-Holland, Amsterdam 1961.

H.G. Harris, *Simplified Apollo Shell One-Tenth Scale Model*, Lunar Module Report LED-520-50, Grumman Aerospace Corporation, Bethpage (NY), 1 ottobre 1968.

H.G. Harris (a cura di), *Dynamic Modelling of Concrete Structures*, Publication SP-73, American Concrete Institute, Detroit 1982.

H.G. Harris, V.V. Bertero, R.W. Clough, *One-fifth scale model of a seven-story reinforced concrete frame-wall building under earthquake loading*, in *Proceedings of the Joint I. Struct. E./B.R.E. International Seminar on Dynamic Modeling of Structures*, Building Research Station, Garston, Watford, England, novembre 1981.

H.G. Harris, J.C. Mushivitch, *Study of Joints and Sub-Assemblies. Validation of Small Scale Direct Modeling Techniques*, Department of Civil Engineering, Drexel University, ottobre 1977.

H.G. Harris, P.J. Pahl, S.D. Sharma, *Dynamic Studies of Structures by Means of Models*, Research Report n. R-63-23, Department of Civil Engineering, M.I.T., Cambridge (MA), settembre 1962.

H.G. Harris, G.M. Sabnis, R.N. White, *Small Scale Direct Models of Reinforced and Prestressed Concrete Structures*, Dept. of Structural Engineering, Report 326, Cornell University, settembre 1966.

H.G. Harris, G.M. Sabnis, R.N. White, *Small Scale Ultimate-Strength Models for Concrete Structures*, paper presented at SESA Annual Meeting, ottobre 1967.

H.G. Harris, P.C. Schwindt, I. Taher, S.D. Werner, *Techniques and Materials in the Modeling of Reinforced Concrete Structures Under Dynamic Loads*, Research Report R63-24, Department of Civil Engineering, M.I.T., Cambridge (MA), dicembre 1963.

T. Hatano, H. Tsutsumi, *Dynamic Compression and Failure of Concrete Under Earthquake Load*, Technical Report C-5904, Technical Laboratory of the Central Research Institute of the Electric Power Industry, Tokyo, settembre 1959.

H.W. Hayden, W.G. Moffatt, J. Wulff, *The Structure and Properties of Materials*, vol. III, *Mechanical Behavior*, John Wiley & Sons Inc., New York-London-Sydney 1965.

A.W. Hendry, *Elements of Experimental Stress Analysis*, Pergamon Press, London 1964.

M. Heteny, *Handbook of Experimental Stress Analysis*, J. Wiley & Sons, New York 1950.

K. Hofacker, *Elastisch eingespanntes Talsperren-gewölbe*, Aus IVBH-Schlußbericht, 2. Kongress, Oktober 1936, Berlin-München 1936.

H. Homberg, W.R. Marx, *Schiefe Stäbe und Platten*, Werner Verlag GmbH, Düsseldorf 1958.

H. Hossdorf, *Câble et dispositif de mise en tension pour précontraindre les modèles réduits en mortier*, "RILEM Bulletin", n. 10, 1961.

H. Hossdorf, *Design of a Polyester Pavilion Reinforced with Glass Fiber for the 64 Swiss Exhibition*, "IASS Bulletin", n. 19, ottobre 1964, pp. 17-32.

H. Hossdorf, *Eine programmgesteuerte, voll-automatische Modellmeß- und Datenauswertungsanlage*, "Schweiz. Bauzeitung", n. 39, 1965.

H. Hossdorf, *Model Analysis of Structures*, Van Nostrand Reinhold Co., New York 1971.

H. Hossdorf, *Modellstatik*, Bauverlag GMBH, Wiesbaden und Berlin 1971.

H. Hossdorf, *Modelos reducidos: método de cálculo*, versione spagnola a cura di C. Benito Hernandez di *Modellstatik*, IETCC, Madrid 1972.

G. Housner, P. Jennings, *Generation of Artificial Earthquakes*, Proceedings ASCE, Engr. Mech. Div., vol. 90, EM1, febbraio 1964.

D.E. Hudson, *Scale model principles*, in C.M. Harris, C.E. Crede, *Shock and Vibration Handbook*, McGraw-Hill, New York 1967.

H.E. Huntley, *Dimensional Analysis*, McDonald, London-Dover-New York 1967.

*I modelli nella tecnica. Atti del Convegno di Venezia*, 1-4 ottobre 1955, vol. I, Accademia Nazionale dei Lincei, Roma 1955.

D.C. Ipsen, *Units, Dimensions and Dimensionless Numbers*, McGraw Hill, New York 1960.

J.O.V. Irminger, *Nogle forsog over trykforholdene paa planer hog legemer pa a virkede of luftstromninger*, "Ingeniøren", 1894 e in "Enginnering News and Engineers", 1895.

L. Issen, *Scaled models in fire research on concrete structures*, "J. PCA Res. Dev. Lab.", n. 8, settembre 1966, pp. 10-26.

K.D. Ives, *Considerations for Instrumentation of Typical Dynamic Tests*, "Experimental Mechanics", n. 13, maggio 1973.

L.S. Jacobsen, *Vibration Research at Stanford University*, Bulletin of the Seismological Society of America, vol. 19, n. 1, marzo 1929.

M. Jensen, *The model law for phenomena in the natural wind*, "Ingeniøren, International Edition", n. 2, 1958, pp. 121-128.

M. Jensen, *Model-Scale Tests in Turbulent Wind*, "The Danish Technical Press", Copenhagen 1965.



- L.L. Jones, *Tests on a one-sixth scale model of a Hyperbolic Paraboloid Umbrella Shell Roof*, Cement and Concrete Association, 1961.
- L.L. Jones, *Tests on a one-tenth scale model of a Hyperbolic Paraboloid Shell Roof*, "Magazine of Concrete Research", n. 13, 1961.
- P.G. Jones, F.E. Richart, *The Effect of Testing Speed on Strength and Elastic Properties of Concrete*, Proceedings ASTM, vol. 36, part II, 1936, pp. 380-391.
- W. C. Kernot, *Wind Pressures*, "Australasian Builder and Contractors News", n. 13, 1893, p. 194.
- K. Kordina, *The influence of creep on the buckling load of shallow cylindrical shells - preliminary tests*, in *Non-Classical Shell Problems*, North-Holland, Amsterdam 1964.
- A. Krawinkler, R.S. Mills, P.D. Moncarz, *Scale Modeling and Testing of Structures for Reproducing Response to Earthquake Excitation*, John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University, maggio 1978.
- J.S. Kinney, *Indeterminate Structural Analysis*, Addison-Wesley, Reading (MA) 1957.
- C.A. Kircher, *Ambient and Forced Vibration Analysis of Full Scale Structures*, John A. Blume Earthquake Engineering Center, Report n. 27, Stanford University, 1977.
- A. Kuske, *A simple method of experimentally determining influence fields of transversely bent plates*, "Civil Eng. and Public Works Review", n. 58, 1963.
- H.L. Langhaar, *Dimensional Analysis and Theory of Models*, John Wiley & Sons, Inc., New York 1951.
- P. Lardy, *Beiträge zu ausgewählten Problemen des Massivbaues*, Verlag Leeman, Zürich 1961.
- E. Lauletta, *Theoretical Considerations and Experimental Research on the Behavior of Tall Buildings during Earthquakes*, "Giornale del Genio Civile", n. 6, giugno 1963.
- E. Lauletta, *Dynamic Behavior of Large Scale Structures Studied by Means of Models*, Preliminary Publication, 7<sup>th</sup> Congress, IABSE, Rio de Janeiro, agosto 1964.
- E. Lauletta, A. Castoldi, *Un tavolo vibrante per prove "random"*, "Tecnica Italiana", n. 6, giugno 1967, pp. 3-12.
- E. Lauletta, A. Castoldi, *Earthquake Simulation by a Shake Table*, 4<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Santiago, Chile, 1969.
- H. de Leiris, *Emploi de moulages plastiques pour le relevé des déformations sous charge*, "RILEM Bulletin", n. 10, 1961.
- F.K. Ligtenberg, *The Moiré method - a new experimental method for the determination of moments in small slab models*, "Proc. of the Society for Experimental Stress Analysis", n. 12, 1955.
- W.A. Litle, *Reliability of Shell Buckling Predictions*, M.I.T., Cambridge (MA) 1964.
- W.A. Litle, *Structural Models. Some Examples*, M.I.T., Cambridge (MA).
- W.A. Litle, D.C. Foster, *Fabrication techniques for small-scale models*, Bulletin n. 10, M.I.T. *Structural Behavior of Small-Scale Steel Models*, Steel Research for Construction, American Iron and Steel Institute, New York, aprile 1968.
- W.A. Litle, D.C. Foster, D. Oakes, P.A. Falcone, R.B. Reiner, *Structural Behavior of Small-Scale Models*, Steel Research for Construction, Bulletin n. 10, AISI, aprile 1968.
- W.A. Litle, R.J. Hansen, *The Use of Models in Structural Design*, "Journal of Boston Society of Civil Engrs", vol. 50, n. 2, aprile 1963.
- W.A. Litle, R.J. Hansen, et al., *Notes of the Special Summer Course on Structural Models*, M.I.T., Cambridge (MA) 1965.
- W.A. Litle, M. Paparoni, *Size Effect in Small-Scale Models of Reinforced Concrete Beams*, American Concrete Institute, 1966.
- G. Litle, R.E. Rowe, *Load Distribution in Multi-Webbed Bridge Structures from Tests on Plastic Models*, Cement and Concrete Association, 1955.
- P. Locatelli, G. Grandori, G. Moravia, *Sulla ricerca per via fotoelastica degli sforzi dovuti al peso proprio nelle strutture piane*, "La Ricerca Scientifica", anno 25°, n. 1, 1955.
- D.D. Magura, *Structural Model Testing. Reinforced and Prestressed Mortar Beams*, "PCA Journal", vol. 9, n. 1, gennaio 1967.
- K.D. Mahajan, *Analysis of stresses in a prestressed beam using Araldite models*, "Indian Construction News", n. 7, 1958.
- E. Maisel, *Mikrobeton für modellstatistische Untersuchungen II*, Institut für Modellstatik, Universität Stuttgart, Stuttgart 1979.
- R. Mark, *Photoelastic Analysis of Thin Plate and Shell Building Structures by the Stress Freezing Method*, Princeton University, Princeton (NJ) 1965.
- R. Mark, R.S. Jonash, *Wind Loading on Gothic Structure*, Princeton University, Princeton (NJ) 1970.
- A.H. Mattock, *Structural Model Testing. Theory and Applications*, Portland Cement Association, Research and Development Laboratories, 1962.
- R.J. Mayerjak, *A Study of the Resistance of Model Frames to Dynamic Lateral Load*, University of Illinois Publication, n. 108, agosto 1955.
- C.L. Miller, *Man-Machine Communications in Civil Engineering*, M.I.T., T 63-3, Cambridge (MA) 1963.
- R.S. Mills, H. Krawinkler, *The Use of Minicomputers for Control and Data Handling in Dynamic Tests*, Proceedings, International Instrument Society of America, Anaheim (CA), maggio 1979.
- M.S. Mirza, *An Investigation of Combined Stresses in Reinforced Concrete Beams*, Thesis presented to McGill University in partial fulfillment of the Ph.D. requirements, Montreal (Canada) 1967.
- M.S. Mirza (a cura di), *Structural Concrete Models. A State-of-the-Art Report*, Department of Civil Engineering, McGill University, Montreal, ottobre 1972.
- G.E. Mitchell, *Notes on the testing of reinforced*

- concrete model shells*, "Indian Concrete Journal", n. 33, 1959.
- M.W. Moakler, L.P. Hatfield, *The design and construction of a deformeter for use in model analysis*, M.Sc. thesis, Rensselaer Polytechnic Institute, Troy (NY) 1953.
- Models for Concrete Structures*, SP 24, American Concrete Institute, Detroit 1970.
- Models of Concrete Structures. State-of-the-Art*, ACI Committee 444, Report n. ACI 444R-79, Concrete International, gennaio 1979.
- Models of Structures. RILEM Symposium*, Bulletin RILEM, n. 12, 1961.
- P.D. Moncarz, H. Krawinkler, *Theory and Application of Experimental Model Analysis in Earthquake Engineering*, The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, Report n. 50, giugno 1981.
- R.K. Müller, *Ein Beitrag zur Dehnungsmessung an Kunststanzmodellen*, Paul Jllg, Stuttgart 1964.
- R.K. Müller, *Handbuch der Modellstatik*, Springer Verlag, Berlin-Heidelberg-New York 1973.
- G. Murphy, *Similitude in Engineering*, Ronald Press, New York 1950.
- P. van Musschenbroek, *Dissertationes physicae experimentales et geometricae*, Leiden 1729.
- D. Newland, *An Introduction to Random Vibrations and Spectral Analysis*, Longman, London 1975.
- K. Newman, *The structure and engineering properties of concrete*, in *Proceedings of the International Symposium on the Theory of Arch Dams*, Pergamon Press, Southampton 1965.
- N.M. Newmark, H.A. Lepper, *Tests of plaster model slabs subjected to concentrated loads*, "Illinois Engineering Experiment Station Bulletin", n. 313, 1939.
- A. Niwa, R.W. Clough, *Shaking Table Research on Concrete Dam Models*, EERC Report, n. 80-05, University of California, Berkeley (CA), settembre 1980.
- G. Oberti, *La fotoelasticità*, in *Rendiconti del Seminario Matematico e Fisico di Milano*, Milano 1932.
- G. Oberti, *Indagini mediante modelli delle tensioni in strutture sollecitate prevalentemente dal peso proprio*, "Il Politecnico", n. 5, 1934.
- G. Oberti, *Indagini sperimentali sulle costruzioni con l'ausilio di modelli*, Hoepli, Milano 1935.
- G. Oberti, *Studi sperimentali delle azioni termiche in strutture, con particolare riferimento alle dighe ad arco*, nota preparata alla Pontificia Accademia delle Scienze il 17 novembre 1935.
- G. Oberti, *Prove comparative sopra elementi di cemento armato con particolari casseforme laterizie*, in collaborazione con A. Danusso, G. Ceruti, Bollettino n. 1, Principato, Milano 1935.
- G. Oberti, *L'uso dei modelli per lo studio dello stato di sollecitazione in strutture: concetti fondamentali e recenti applicazioni*, "Energia elettrica", gennaio 1936.
- G. Oberti, *Esperienze di elasticità su colonne di marmo*, "Il Politecnico", n. 10, 1936.

- G. Oberti, *Studi sul comportamento statico di archi circolari considerati come elementi di dighe a volta*, "Energia Elettrica", ottobre 1936.
- G. Oberti, *Su una decomposizione caratteristica dei tensori doppi*, in *Rendiconti del R. Istituto Lombardo di scienze e Lettere*, adunanza del 16 aprile 1936.
- G. Oberti, *Contraintes dans les poutres à axe brisé*, in collaborazione con A. Fava, I. Bertolini, in *Comptes Rendus II Congrès du Béton Armé*, Berlin 1936.
- G. Oberti, *Propagazione ondosa in sistemi imperfettamente elastici*, memoria presentata alla R. Accademia Nazionale dei Lincei il 3 gennaio 1937.
- G. Oberti, *Determinazioni sperimentali su particolari tipi di solaio a struttura mista di cemento armato e laterizi*, in collaborazione con A. Danusso, G. Ceruti, "Cemento Armato", febbraio 1937.
- G. Oberti, *Sul comportamento statico di archi incastrati notevolmente ribassati tipo ponte del Risorgimento*, Libreria Editrice Politecnica, Milano 1937.
- G. Oberti, *Lezioni di "Indagini sperimentali sulle costruzioni"*, riassunto pubblicato dalla Libreria Editrice Politecnica, Milano 1937.
- G. Oberti, *Indagini sperimentali su di un telaio multiplo in cemento armato*, Libreria Editrice Politecnica, Milano 1937.
- G. Oberti, *La collaborazione del calcestruzzo teso in una struttura in cemento armato, dall'esame dei risultati di una prova in sito*, "Cemento Armato", giugno-luglio 1938.
- G. Oberti, *Ricerche sul comportamento elastico di archi a spessore variabile considerati come elementi di dighe a volta*, "Energia Elettrica", agosto 1938.
- G. Oberti, *Studio sperimentale delle dighe*, lezione del Corso su "La Sperimentazione nella Tecnica delle Costruzioni", tenuta presso l'Istituto Nazionale per gli Studi e la Sperimentazione, tipografia Fausto Failli, Roma, maggio 1945.
- G. Oberti, *Scienza delle costruzioni*, lezioni svolte presso la Facoltà di Architettura del Politecnico di Milano, Libreria Ed. Politecnica, Milano 1945.
- G. Oberti, *Stato presente e possibilità future nello studio delle sollecitazioni*, "La metallurgica italiana", n. 4, luglio-agosto 1947.
- G. Oberti, *Ricerche sperimentali sul comportamento statico delle dighe*, "L'elettronica", vol. XXXVI, n. 3, 1949.
- G. Oberti, *La ricerca sperimentale su modelli come contributo al progetto delle grandi costruzioni*, "Tecnica Italiana. Rivista d'Ingegneria e Scienze", anno VI, n. 2, aprile 1951.
- G. Oberti, *I modelli strutturali nell'economia delle costruzioni*, "Atti e rassegna tecnica della Società degli ingegneri e degli architetti di Torino", n. 3, marzo 1955, pp. 89-93.
- G. Oberti, *Ausilio dei modelli nello studio del comportamento statico e dinamico delle costruzioni*, "Atti e rassegna tecnica della Società degli ingegneri e degli architetti di Torino", n. 3, marzo 1956, pp. 82-90.

G. Oberti, *Il comportamento statico delle strutture oltre il campo elastico studiato a mezzo di modelli, in Memorie presentate al Symposium su La plasticità nella scienza delle costruzioni in onore di Arturo Danusso*, atti del convegno (Villa Monastero, Varenna, 25-27 settembre 1956), Zanichelli, Bologna 1956, pp. 185-203.

G. Oberti, *Italian arch dam design and model confirmation*, "Proc. American Society of Civil Engineers, Structural Division", n. 86, 1960.

G. Oberti, *Large Scale Model Testing of Structures Outside the Elastic Limit*, "Bulletin RILEM", n. 7, luglio 1960.

G. Oberti, *Rapport général*, "RILEM Bulletin", n. 10, 1961.

G. Oberti, *La ricerca sperimentale su modelli strutturali e la "I.S.M.E.S."*, "L'industria italiana del Cemento", n. 5, maggio 1963.

G. Oberti, *The Aid of Models in the Analysis of the Behaviour of Structures Within and Beyond the Elastic Range*, in IABSE Congress Report, 7, Rio de Janeiro 1964, pp. 59-62.

G. Oberti, *Considerazioni sulla sperimentazione e sulla normazione in merito alle strutture prefabbricate in laterizio armato*, "Costruire", n. 28, maggio-giugno 1965.

G. Oberti, *Corso di Tecnica delle Costruzioni tenuto nell'Anno Accademico 1964-65*, vol. I, Levrotto & Bella, Torino 1965.

G. Oberti, *Criteri di progetto delle strutture in zone sismiche*, "L'Industria delle costruzioni", A. 3, n. 10, marzo-aprile 1969, pp. 3-14.

G. Oberti, *Tecnica delle costruzioni, lezioni svolte presso la Facoltà di Ingegneria del Politecnico di Torino*, Levrotto & Bella, Torino 1976.

G. Oberti, *The Development of Physical Models in the Design of Plain and Reinforced Concrete Structures*, "L'industria italiana del Cemento", Special issue devoted to "The Progress of Concrete in Italy", settembre 1980.

G. Oberti, *Structural Design and Testing, by Means of Models, of Some Special Constructions (using ferro-cement)*, pubblicato nei pre-prints dell'International Symposium on Ferrocement, tenutosi presso l'ISMES di Bergamo nei giorni 22-24 luglio 1981, 4ª sessione, RILEM-ISMES 1981.

G. Oberti, *On the "Optimum Design" of Large Structures Using Physical Models*, "IABSE Periodica", n. 3, 1985.

G. Oberti, A. Danusso, *Diga arco-gravità sul Piave: criteri di progetto e ricerche sperimentali*, "L'Energia Elettrica", estratto dal fascicolo n. 12, vol. XXXII, 1955.

G. Oberti, E. Lauletta, R. Sanmartino, *Esperienze termiche sul modello [sic] della diga del Vajont*, in *Memorias de las IX Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural - Montevideo 1964*, 20-25 aprile 1964, Publicación n. 25 del Instituto de Estatica, Montevideo 1964, pp. 491-494.

S. Otani, M.A. Sozen, *Behavior of Multi-Story Reinforced Concrete Frames During Earthquakes*, Civil Engineering Studies, Structural Research

Series n. 392, University of Illinois, Urbana, novembre 1972.

P.J. Pahl, K. Soosaar, *Structural Models for Architectural and Engineering Education*, Report n. R64-3, Department of Civil Engineering, M.I.T., Cambridge (MA) 1964.

R.C. Pankhurst, *Dimensional Analysis and Scale Factors*, Reinhold, New York 1964.

J. Penzien, J. Bouwkamp, R.W. Clough, D. Rea, *Feasibility Study of Large-Scale Earthquake Facility*, EERC Report, n. 67-1, Berkeley (CA) 1967.

C.C. Perry, H.R. Lissner, *The Strain Gage Primer*, McGraw-Hill, New York 1955.

D.H. Pletta, A.A. Pap, C.S. Wu, *Tests of rigid frame bridge model to ultimate load*, "Journal of American Concrete Institute", n. 58, 1961.

B.W. Preece, J.D. Davies, *Models for Structural Concrete*, CR Books Limited, London 1964.

Y. Porcheron, *Essais de pylones modèles réduits*, Colloque International sur Modèles Réduits de Structures, 1959.

*Proceedings of the Symposium on Aeroelastic and Dynamic Modeling Technology*, U.S. Air Force RTD-TDR-63-4197, part I, 1964.

*Proceedings of Symposium on Models in Structural Engineering*, Canadian Chapter of the ACI, Montreal, ottobre 1972.

*Proceedings of the "World conference on the earthquake engineering research"*, San Francisco, Berkeley (CA) 1956.

*Proceedings of the World Conference on Earthquake Engineering*, (Berkeley, California, giugno 1956), Earthquake Engineering Research Institute, San Francisco 1957.

*Proceedings of the II World Conference on Earthquake Engineering* (Tokyo e Kyoto, 11-18 luglio 1960), Conference organized by the Science Council of Japan in cooperation with the Japan Society of Civil Engineers, the Architectural Institute of Japan, the Seismological Society of Japan, Association for Science Documents Information, Tokyo 1965.

D. Ramsley, D. McHenry, *Stress-Strain Curves for Concrete Strained Beyond the Ultimate Load*, Laboratory Report n. SP-12, U.S. Interior Department, Bureau of Reclamation, Denver, marzo 1947.

J.M. Raphael, *Structural models evaluate behaviour of concrete dams*, "Journal of the American Concrete Institute", n. 32, 1961.

J.M. Raphael, *Big Tujunga Dam Strength and Elasticity of Concrete in Dam*, Structural Research Laboratory, University of California, Berkeley (CA), giugno 1975.

F.H. Raven, *Automatic Control Engineering*, McGraw-Hill, New York 1961.

Lord Rayleigh, *The Principle of Similitude*, "Nature", 95, 1915, reprint in *Scientific Papers*, 6, Cambridge University Press, Cambridge 1920 (Dover, New York 1964).

C.W. Richards, *Engineering Material Science*, Brooks/Cole, Belmont (CA) 1961.

R.I.L.E.M., *Symposium on Models of Structures. Madrid 1959*, "RILEM Bulletin", n. 7-12, 1959.

L.F. Robinson, *Saint Mary's Cathedral in San Francisco*, in S.J. Medwadowski, W.C. Schnobrich, A.C. Scordelis (a cura di), *Concrete Thin Shells*, American Concrete Institute, SP-28, Farmington Hills (USA) 1971, pp. 185-192.

M. Rocha, *Dimensionnement Experimental des Constructions*, in *Annales de l'I.T.B.P.*, 1952.

M. Rocha, *Dimensionamento Experimental das Estruturas*, LNEC, Lisboa 1952.

M. Rocha, *Model tests in Portugal*, "Civil Eng. and Public Works Review", n. 53, 1958.

M. Rocha, *Determination of thermal stresses in arch dams by means of models*, in "RILEM Bulletin", n. 10, Paris 1961, p. 58.

M. Rocha, *Structural Models Techniques. Some Recent developments*, LNEC, Lisboa 1965.

M. Rocha, *Structural Model Techniques. Some Recent Developments*, chapter 16 in O.C. Zienkiewicz, G.S. Holister (a cura di), *Stress Analysis*, John Wiley and Sons Ltd., Hoboken (NJ) 1965.

M. Rocha, J.L. Serafim, M.J. Esteves Ferreira, *The Determination of the Safety-Factor of Arch Dams by Means of Models*, "RILEM Bulletin", n. 10, 1961.

K.H. Roscoe, *Soils and model tests*, "J. Strain Anal.", n. 3, 1968, pp. 57-64.

R.E. Rowe, *Work on models in the Cement and Concrete Association*, "Journal of the Research and Development Laboratories", n. 2, 1960.

R.E. Rowe, *Shell Research*, North-Holland, Amsterdam 1961.

A.C. Ruge, *Earthquake Resistance of Elevated Water-Tanks*, Transaction ASCE, vol. 103, 1938.

G.M. Sabnis, *Instrumentation in Structural Models*, in M.S. Mirza (a cura di), *State-of-the-Art Report on Structural Concrete Models*, Department of Civil Engineering, McGill University, Montreal, ottobre 1972.

G.M. Sabnis, S.M. Mirza, *Size Effects in Model Concretes?*, "ASCE Journal of the Structural Division", giugno 1979.

G.M. Sabnis, R.N. White, *A gypsum mortar for small-scale models*, "Proc. American Concrete Institute", n. 64, novembre 1967, pp. 767-774.

G.M. Sabnis, R.N. White, *Behavior of Reinforced Concrete Frames Under Cyclic Loads Using Small Scale Models*, "Journal of the American Concrete Institute", settembre 1969.

G.M. Sabnis, R.N. White, *Small Scale Models of Concrete Structures Subjected to Dynamic Loads*, Preprints, 6<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, vol. 9, New Delhi, India, gennaio 1977.

G.O. Sankey, *Plastic models for vibration analysis*, "Proc. of the Society for Experimental Stress Analysis", n. 6, 1954.

N.R. Scott, *Analog and Digital Computer Technology*, McGraw-Hill, New York 1960.

L.I. Sedov, *Similarity and Dimensional Methods in*

*Mechanics*, traduzione della IV edizione russa del 1956, Academic Press, New York 1959.

C.E. Selander, L.R. Carpenter, *Application of the Minicomputer in Measurement, Analysis and Control of Structural Testing by BUREC*, Preprint n. 2950, ASCE Convention, San Francisco, ottobre 1977.

J.L. Serafim, M. Cruz Azevedo, *Methods in Use at the LNEC for the Stress Analysis in Models of Dams*, LNEC Technical Paper, n. 201, Lisboa 1963.

J.L. Serafim, J. Poole da Costa, *Methods and Materials for the Study of the Weight Stresses in Dams by Means of Models*, "RILEM Bulletin", n. 10, 1961.

V.Y. Skoglund, *Similitude, Theory and Applications*, International Textbook Company, 1967.

H.D. Smith, R.P. Clark, R.P. Mayor, *Evaluation of Model Techniques for the Investigation of Structural Response to Blast Loads*, Report n. R63-16, M.I.T., Cambridge (MA), febbraio 1963.

R.B.L. Smith, *Model investigations of the strength of prestressed concrete beam cantilevers*, "Civil Eng. and Public Works Review", n. 57, 1962.

R.G. Smith, C.O. Orangon, *Gypsum plaster models of unbonded prestressed concrete beams*, "Civil Eng. and Public Works Review", n. 56, 1961.

G. Sommerville, F. Roll, J.A.D. Caldwell, *Tests on a One-Twelfth scale Model of the Mancunian Way*, Cement and Concrete Association, 1965.

M.A. Sozen, *Earthquake Simulation in the Laboratory*, Preprints of the NSF Workshop on Earthquake Resistant Reinforced Concrete Building Construction, Berkeley (CA) luglio 1977.

M.A. Sozen, D. Aristozabal, Y.M. Lybas, *Multi-Storey Walls Subjected to Simulate Earthquakes*, in *Proceedings, 6<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*, New Delhi, India, 1977.

S.R. Sparkes, J.C. Chapman, *Model methods, with particular reference to three recent applications in the field of steel, composite and concrete construction*, "The Structural Engineer", n. 39, 1961.

S.R. Staffier, M.A. Sozen, *Effect of Strain Rate on Yield Stress of Model Reinforcement*, University of Illinois, Civil Engineering Studies, Structural Research Series n. 415, Urbana, febbraio 1975.

S. Steckner, *Einspannung von Stahlstützen in Stahlbetonkonstruktionen durch Haftung*, in "Die Bautechnik", n. 10, 1969.

R.M. Stephen, J.G. Bouwkamp, R.W. Clough, J. Penzien, *Structural Dynamics Testing Facilities at the University of California, Berkeley*, EERC Report, n. 69-8, Berkeley (CA) 1969.

L.K. Stevens, *Investigations on a model dome with arched cut-outs*, "Magazine of Concrete Research", n. 11, 1959.

T. Takeda, T. Yamaguchi, *Dynamic Model Test and Analysis for Prestressed Concrete Containment Vessel*, Report of the Technical Research Institute, Ohbayashi-Gumi Ltd., 6, Tokyo 1972.

S. Timoshenko, J.N. Goodier, *Theory of Elasticity*, 2<sup>nd</sup> ed., McGraw-Hill, New York 1951.

E. Torroja, *El cálculo de una lámina cilíndrica po-*



*lilobular*, "Revista de Obras Públicas", n. 2721, 1 gennaio 1942.

Y. Tsuboi, M. Kawaguchi, *Design Problems of a Suspension Roof Structure - Tokyo Olympic Swimming Pools*, "Report of the Institute of Industrial Science", Tokyo, The University of Tokyo, novembre 1965, vol. 15, n. 2.

Y. Tsuboi, R. Nasukawa, *Hyperbolic Paraboloidal Shell Structure for Tokyo Roman Catholic Cathedral*, "Bulletin of IASS", n. 28, 1966, pp. 37-52.

H. Tsutsumi, *Vibration Research in CRIEPI by Means of Shaking Table. Some Recent Earthquake Engineering Research and Practice in Japan*, Japanese National Committee, International Association for Earthquake Engineering, Tokyo, maggio 1973.

M.J. Turner, R.W. Clough, H.C. Martin, L.J. Topp, *Stiffness and Deflection Analysis of Complex Structures*, "J. of Aero. Sci.", n. 23, settembre 1956.

P.W. Turner, P.R. Bernard, *Stiff Constant Strain Rate Testing Machine*, "The Engineer", vol. 214, n. 5557, London, luglio 1962, pp. 146-148.

VDI-Berichte, *Experimentelle-Spannungsanalyse*, Verein Deutscher Ingenieure, Düsseldorf 1966.

J.L. Waling, L.B. Greszczuk, *Experiments with thin-shell structural models*, "Journal of the American Concrete Institute", n. 32, 1960.

P.T. Wang, S.P. Shah, A.E. Norman, *Stress-Strain Curves of Normal and Lightweight Concrete in Compression*, "ACI Journal", Proceedings, vol. 75, n. 11, Title n. 75-62, novembre 1978, pp. 603-611.

R.E. Whitbread, C. Scruton, T.M. Charlton, R.N. White, *An Aerodynamic Investigation for the 437 Ft Tower Block*, National Physical Laboratory,

Aerodynamics Division, NPL, Aero Report 1032, London 1962.

R.E. Whitbread, M.A. Packer, *Wind pressure measurements on a model of the proposed new Sydney Opera House*, Nat. Phys. Lab. Aero Divn, Report 1049, 1962.

R.N. White, *Small Scale Direct Models of Reinforced and Prestressed Concrete Structures*, National Science Foundation Grant GP-2622, Cornell University, Ithaca (NY) 1966.

R.N. White, *Reinforced concrete hyperbolic paraboloid shells*, "ASCE Journal Structural Division", settembre 1975, pp. 1961-1982.

R.N. White, *Modelling Techniques for Reinforced Concrete Structures*, Department of Structural Engineering, Cornell University, Ithaca (NY), marzo 1976.

J.B. Wilbur, C.H. Norris, *Structural model analysis*, in M. Hetenyi, *Handbook of Experimental Stress Analysis*, John Wiley & Sons, New York 1950, pp. 663-699.

D. Williams, W.G. Godden, *Experimental Model Study on Seismic Response of High Curved Overcrossing*, "EERC Report", n. 76-18, College of Engineering, University of California, Berkeley (CA) 1976.

Wiss, Janney, Elstner and Associates, *Model Studies of TWA Overhaul Hangar for Aero-Shell*, 1969.

J.G. Yates, D.H. Lucas, D.L. Johnston, *Pulse-excitation of resistance strain gages for dynamic multi-channel observation*, "Proc. Soc. Exp. Stress Anal.", n. 11, 1953.

O.C. Zienkiewicz, Y.K. Cheung, *The Finite Element Method in Structural and Continuum Mechanics*, McGraw-Hill, New York 1968.

## Indice dei nomi

336

Abel, John F. 272  
 Abraham, G. 58  
 Addis, Bill 59-62, 205, 207, 300, 302  
 Alberti, Leon Battista 12  
 Andreotti, Giulio 275, 300  
 Andriani, Carmen 265  
 Antuña Bernardo, Joaquín 62  
 Arenillas Parra, Miguel 301  
 Argan, Giulio Carlo 12, 104, 106, 107, 127  
 Arlotti, Mario 255  
 Arredondo Verdu, Francisco 62  
 Arup, Ove 277, 280, 298, 300-302  
 Augusti, Giuliano 206

Bach, C. 19, 21  
 Baldacci, Riccardo 112  
 Balency Béarn, André 115  
 Balint, Peter S. 198, 217  
 Banham, Reyner 121  
 Barbacki, J. 141-143, 145, 158, 204, 205, 209  
 Barbieri, Carlo 51, 71, 124  
 Bardelli, Pier Giovanni 58  
 Bardi, Pietro Maria 15, 58  
 Baron, Frank 260, 261, 264, 271-273  
 Baroni, Giorgio 16, 58  
 Barthel, Rainer 302  
 Bassegoda i Musté, Bonaventura 62  
 Battista, Emilio 128  
 Beaudouin, Eugène 183, 214  
 Bega, Melchiorre 101, 102, 186, 214  
 Belluschi, Pietro 219, 221-224,

226, 227, 231, 232, 238, 243, 252, 254, 255, 258, 262, 264-268, 270, 271, 280, 301  
 Benito Hernandez, Carlos 30, 60, 62, 281, 301  
 Benvenuto, Edoardo 59, 60  
 Bertolini, Italo 63  
 Bertolini Cestari, Clara 59, 267  
 Bianchino, Gloria 66, 205, 214  
 Billington, David 302  
 Blanchard, John 300  
 Bleich, Hans 174, 213  
 Bonaparte, Napoléon 142  
 Blum, Werner 161-163, 167, 168, 210, 211  
 Bocca, Giorgio 70, 118, 202, 302  
 Boistard, Louis-Charles 22, 60  
 Bologna, Alberto 169, 202, 203, 209, 211, 265, 303  
 Bonelli, Renato 202  
 Bonet, Antonio 52  
 Bongioannini, Biagio 115  
 Booth, L.G. 212, 267, 278  
 Borri, Claudio 206  
 Borromini, Francesco 12  
 Bouma, A.L. 212, 213, 267, 268  
 Breen, John E. 60  
 Brennan, P.J. 212, 267  
 Breuer, Marcel 203, 265  
 Brewster, David 24, 61  
 Bridgman, Percy Williams 60  
 Brunelleschi, Filippo 8, 12, 107, 127  
 Bruno, Luca 59  
 Buccaro, Alfredo 206, 302  
 Buckingham, Edgar 22, 60  
 Bueno, F. 301

Bunshaft, Gordon 203  
 Burkhardt, Berthold 302  
 Burnett, David S. 300

Cachola Schmal, Peter 302  
 Cahill, Dick 255  
 Calcaprina, Gino 66, 67  
 Callia 22  
 Calvesi, Maurizio 64  
 Camenzind, Alberto 183  
 Caminos, Horacio 52, 202, 296  
 Candela, Félix 62, 173, 174, 176, 212, 213, 226, 227, 266, 267, 277, 299, 302, 303  
 Canevazzi, Silvio 58  
 Capomolla, Rinaldo 302, 303  
 Capurso, Gianluca 202  
 Carabelli, Edmondo 300  
 Carati, Filippo 118  
 Carey, Graham F. 300  
 Carranza, Martin 66  
 Cartesegna, Francesco 118  
 Casirati, Mario 207, 208  
 Cassinello, Pepa 62, 267, 301, 303  
 Castagna, Rodolfo 66  
 Castoldi, Aldo 60, 61, 155, 171, 185, 202, 208, 300, 301  
 Catalano, Eduardo 223-225, 227, 266  
 Ceccato, Silvio 60  
 Ceradini, Giulio 65  
 Cerillo, Guido 118  
 Cermak, J.E. 205  
 Ceruti, G. 63  
 Cestelli Guidi, Carlo 186, 187  
 Cevini, Paolo 120, 121  
 Chilton, John 288

337

- 338
- Chiorino, Cristiana 58, 202, 215, 265, 311  
 Chiorino, Mario Alberto 59, 64, 123, 125, 128, 167, 205, 226, 236, 266, 267, 310, 311  
 Christophe, Paul 18, 59  
 Church, Thomas D. 265  
 Ciaccio, Andrea 203, 205  
 Ciampi, Mario J. 221, 265  
 Cini, Vittorio 108, 127  
 Ciucci, Giorgio 215  
 Clapeyron, P.B.E. 60  
 Clausen, Meredith L. 265, 269  
 Clericetti, Celeste 62  
 Clough, Ray W. 260, 261, 264, 271-273, 300  
 Coelho Mendes da Rocha, Manuel 108, 111, 112, 128  
 Coignet, Edmond 19  
 Coker, Ernest George 61  
 Colette, Raffaele 214  
 Collins, Peter 60, 202  
 Colombo, Renato 188  
 Colonnetti, Gustavo 24, 59, 97, 98, 114-117, 123, 125, 128, 129, 215, 266, 268  
 Corbino, Orso Mario 61  
 Considère, Armand 19  
 Cooke, J.R. 272  
 Costantini, Giovanni 128  
 Costi, Dario 66, 205, 214  
 Cottancin, Paul 21  
 Covre, Gino 46, 65  
 Cox, Lawrence M. 209  
 Creighton, Thomas H. 265  
 Croce, Benedetto 268  
 del Cueto Ruiz-Funes, Juan Ignacio 212, 266  
 D'Agostino, Salvatore 125, 206  
 D'Allemagne 141, 143, 145, 158, 203, 205, 209  
 Danusso, Arturo 12, 20, 21, 31, 32, 35, 37-39, 45, 46, 59, 60, 63-65, 69-72, 74, 76, 77, 79-83, 92, 93, 97-99, 101, 108-110, 112-114, 118, 120-125, 127, 128, 131, 133-135, 143, 154, 158, 187, 190, 208, 215, 264, 275, 276, 281, 283, 291, 297, 298, 308, 309  
 Danusso, Ferdinando 202  
 Danyzy, Augustin 21  
 Davenport, Alan G. 148, 205, 206  
 De Ambrosis, Federico 66  
 De Giorgi, Manolo 121  
 Delanghe, M. 61  
 De Libero, Libero 79, 120  
 Dell'Orto, Egidio 76, 77, 120, 121  
 Del Nero, Valerio 209  
 Del Pozo, F. 62, 267  
 De Mazas 19  
 Desideri, Paolo 213, 216, 267  
 Di Bernardino, Vittorio 43, 46, 64, 65  
 Diekmann, Godfrey 265  
 Dirindin, Riccardo 127  
 Dischinger, Franz 24, 30  
 Drew, Philip 216, 217  
 Dupuy 61  
 Duyster, Hoyte C. 267  
 Echegaray Comba, Gonzalo 62  
 Eiffel, Gustave 205  
 Einaudi, Robert 265  
 Elser, Oliver 302  
 Fabricatore, Giulio 206, 302  
 Fabry, Charles 61  
 Fairbairn, William 22, 60  
 Fanfani, Amintore 133  
 Favero, Franco 202  
 Felippa, Carlos A. 300  
 Ferchault de Réaumur, René-Antoine 21  
 Fernández Casado, Carlos 31, 62  
 Ferrari Hardoy, Jorge 52  
 Ferrario, Arturo 118  
 Finzi, Dante 118  
 Finzi, Leo 112  
 Flachsbart, Otto 146  
 Foschini, Arnaldo 128  
 Fabiani, E. 120, 125  
 Fava, A. 63  
 Filippi, Elena 58  
 Filon, Louis Napoleon George 61, 62  
 Finsterwalder, Ulrich 24, 30  
 Flügge, Wilhelm 213, 226  
 Fornaroli, Antonio 76, 77, 120, 121  
 Frampton, Kenneth 216, 217  
 Franco, Francisco 30  
 Freyssinet, Eugène 21, 98, 107, 272  
 Frocht, Max Mark 187, 215  
 Fromonot, Françoise 300  
 Froude, William 22, 60  
 Fumagalli, Emanuele 95, 123, 127, 163, 171, 176, 185, 189, 190, 193, 195, 202, 215, 238, 300  
 Gaffey, James P. 265  
 Galilei, Galileo 21-23, 59, 60  
 Garda, Emilia 58  
 Garofoli, Piero 255  
 Gaudí, Antoni 8, 12, 283-286, 290, 291  
 Gehry, Frank Owen 8  
 Gentile, Giulio 118  
 Gero, John S. 199, 217  
 Geymayer, Helmut 60  
 Giangreco, Elio 60  
 Giannelli, Aristide 46, 65, 128  
 Giannone, Angelo 118  
 Goffi, Luigi 147, 189, 205, 215  
 Graham, L.W. 271  
 Grandori, Giuseppe 66, 128  
 Greco, Claudio 58, 64-66  
 Greco, Laura 214  
 Gropius, Walter 203, 223  
 Gubitosi, Camillo 266  
 Guccione, Margherita 302  
 Guell, Eusebio 284  
 Guidi, Camillo 20, 24, 25, 59, 62, 97  
 Guidoni, Enrico 64  
 Guilfoyle, Merlin J. 243  
 Guillerme, Jacques 59, 60  
 Gvozdev, Aleksej 123  
 Haas, A.M. 212, 213, 267, 268  
 Hall, Arthur S. 217  
 Hammond, R.L. 196, 216  
 Harrauer, Francesco 118  
 Harris, Harry G. 60, 61  
 Hennebique, François 19-21, 59, 99, 125  
 Hergenröder, A. 212  
 Herman, Justin 265  
 Hewson, T.A. 217  
 Hodgkinson, Eaton 60  
 Hooke, Robert 21, 22, 24, 55, 104, 128, 284, 302  
 Hossdorf, Heinz 60, 281, 290, 301  
 Housner, George 272  
 Hübsch, Heinrich 285  
 Huerta, Santiago 301  
 Hudson, D.E. 211  
 Huxtable, Ada Louise 64  
 Hyatt, Thaddeus 21  
 Iori, Tullia 58-60, 65, 67, 114, 125, 128, 213, 265, 303  
 Ippolito, Lamberto 118  
 Irace, Fulvio 125, 311  
 Isler, Heinz 283, 287-291, 302  
 Izzo, Alberto 266  
 Jacobsen, Lydik S. 108, 110, 127, 153  
 Janney, Jack R. 60  
 Jensen, M. 205  
 Kawaguchi, Mamoru 267, 309  
 Kernot, W.C. 205  
 Kling, Vincent G. 160  
 Kovs'ca, Carla Maria 207, 208, 268, 300  
 Kyle, John M. 173-177, 212, 213  
 Koenen, Mathias 21  
 Kurrer, Karl-Eugen 60  
 Lambie, Monique 212, 267  
 Landway, Edward M. 203  
 Langhaar, Henry L. 217  
 La Torre, Antonella 64, 65  
 Lauletta, Enzo 95, 119, 134, 150, 154-157, 163, 171, 176, 185, 189, 190, 193, 195, 208-210, 213, 214, 216, 232, 233, 236, 238, 255, 261, 267-270, 275, 276, 283, 296, 297, 300, 302, 308  
 Le Corbusier 101, 228, 229, 267  
 Lee, John M. 221, 254, 267  
 Lefort, L. 19  
 Legault, Réjean 202, 204, 209  
 Leonardo da Vinci 21, 22, 59, 60  
 Leoni, Maria Manuela 120, 202  
 de Leva, Marcello 138, 141, 203, 204  
 Levi, Franco 59, 115, 123, 128, 129, 267  
 Levy, Robert C. 259, 271  
 Libera, Adalberto 43, 64, 186, 187  
 Ligtenberg, F.K. 267  
 Lin, Tung Yen 272  
 Locatelli, Piero 43, 59, 64, 80, 113, 121, 128  
 Loria, Giacomo 76, 120  
 Lucas, Jan A. 181, 214  
 Luiggi, L. 61  
 Lux, Simonetta 64  
 Magnago Lampugnani, Vittorio 127  
 Maillart, Robert 21, 25, 65, 107  
 Mandl, J. 19  
 Manet 61  
 Maragliano, Franco 66  
 Marcello, Claudio 118  
 Marchis, Vittorio 205  
 Mariano, Fabio 212  
 Martin, Harold C. 300  
 Martin, Roy B. jr. 209, 210  
 Martinis, Roberta 58, 66, 67  
 Maxwell, James Clerk 61  
 Maxwell, Thomas F. 210  
 McGucken, Joseph T. 221, 222, 235, 243, 263, 265-270  
 McSweeney, Angus 221, 231, 254, 255, 265, 267, 270, 271  
 Medwadowski, Stefan Jerzy 271  
 Melan, Josef 19  
 Mesnager, Augustin 61  
 Michelangelo Buonarroti 12, 127, 210  
 Michelucci, Giovanni 15, 58  
 Mies van der Rohe, Ludwig 81  
 Milelli, Gabriele 212, 310  
 Millon, Henry 127  
 Milne, John 153  
 Minnucci, Gaetano 65  
 Miozzi, Eugenio 16, 58  
 Mirza, J. 174, 213  
 Montel 61  
 Morandi, Riccardo 103, 215  
 Moravia, G. 128  
 Moretti, Luigi 135, 137-142, 155, 157, 159, 202, 203, 209  
 Morice, P.B. 212, 267  
 Morin, Jacques 203  
 Moro, Aldo 133  
 Mortarino, Carlo 146, 147, 205  
 Mosso, Leonardo 268  
 Muggia, Attilio 15  
 Murphy, Glenn 217  
 Musmeci, Sergio 283, 284, 290-292, 294, 295, 302, 303  
 van Musschenbroek, Petrus 21, 23, 59  
 Musso, Olivia 205  
 Mussolini, Benito 43  
 Nadal Aixala, Jaime 62  
 Nasukawa, Ryohei 266, 267  
 Nelva, Riccardo 58-60  
 Nerdinger, Winfried 287, 302  
 Neri, Gabriele 7, 8, 173, 180, 188, 197, 198, 200, 202, 205, 206, 254, 268, 278, 303, 311  
 Neri, Virgilio 71  
 Nervi, Antonio 160, 167, 169, 177, 210, 302  
 Nervi, Mario 161, 163, 167, 168, 210, 211  
 Nervi, Pier Luigi jr. 213, 216, 267  
 Neumann, F.E. 61  
 Neumann, Paul 19  
 Newton, Isaac 22  
 Nicolini, Alberto 66  
 Nicolosi, Giuseppe 128  
 Nielsen, Niels Norby 211  
 Niemeijer, Henk E. 181  
 Niemeyer, Oscar 80  
 Oberti, Guido 35, 38, 46, 47, 51-53, 59-64, 66, 67, 70-72, 74, 95, 104, 108, 112-119, 122-124, 127-129, 131, 133, 134, 146, 150, 151, 154, 156, 157, 163, 171, 176, 177, 185-187, 189, 190, 193, 195, 201, 202, 205, 208, 213-215, 233, 235, 236, 238, 248, 252, 261, 264, 268,  
 270, 275, 282, 296, 297, 300, 301, 308  
 O'Hanlon, Richard 265  
 Olivetti, Adriano 129  
 Olmo, Carlo 58, 64, 129, 202, 215, 230, 265, 267, 311  
 Olmsted, Richard W. 211  
 Omori, Fusakichi 153  
 Oppo, Cipriano Efisio 45  
 Ostefeld, A. 19  
 Otto, Frei 283, 284, 286, 287, 289-291, 302  
 Pagano Pogatschnig, Giuseppe 15, 58  
 Pace, Sergio 202, 215, 265-267, 303, 311  
 Packer, M.A. 279, 301  
 Padoan, Giuseppe 209  
 Paez, Alfredo 62  
 Palladio 80, 101  
 Panero, Guy B. 138, 143, 203, 204  
 Panero, Robert B. 209  
 Paolasso, Carlos 66  
 Papa, Lia Maria 206, 302  
 Parme, Alfred L. 174, 213  
 de la Paz Echeverría, Maria 66  
 Perón, Juan Domingo 52  
 Peroni, Chiara 127  
 Perret, Auguste 60  
 Peruccio, Pier Paolo 128, 129  
 Pesenti, Antonio 32, 63, 70  
 Pesenti, Carlo 70, 71, 118  
 Petit, Jean 267  
 Piano, Renzo 8  
 Pica, Agnoldomenico 56, 67  
 Piccinato, Luigi 66  
 Piccione, Paolo 121  
 Piccoli, Edoardo 58, 64  
 Picon, Antoine 59  
 Picone, Mauro 257, 271  
 Pinchera, Mario 128  
 Pirelli, Giovanni Battista 76  
 Pizzetti, Giulio 128, 266  
 Pockels, F.C.A. 61  
 Poisson, Simèon-Denis 110, 122, 128, 206, 211, 214, 268-270  
 Poleni, Giovanni 285, 302  
 Poliorcete, Demetrio 22  
 Ponti, Gio 76, 77, 79-81, 83, 93, 99, 101, 120-122, 125, 137, 202, 215  
 Porcheddu, Giovanni Antonio 20, 21  
 Poretta, Sergio 64, 202, 213, 215  
 Positano, Giuseppe 213, 216, 267  
 Prandtl, Ludwig 205



- 340
- Pregnoff, M.V. 271  
 Prezioso, Pasquale 128  
 Pucher, Adolf 174, 213, 226
- Quaroni, Giorgio 44
- Rabut, Charles 61  
 Radici, Paolo 118  
 Ramm, Ekkehard 272, 288, 289, 302  
 Ranisi, Mariano 58  
 Raucourt 22  
 Reichlin, Bruno 202  
 Révéniéras, Gaston 108, 110  
 Resart 19  
 Revere, Giulio 20, 59, 63  
 Riabouchinsky, Dimitri Pavlovitch 60  
 Riccioni, Roberto 217, 300  
 Rice, Peter 280, 301  
 Ridolfi, Mario 115  
 Rietmeijer, B. 214  
 Rinne, J.E. 271  
 Ritter, Max 19  
 Robins, Benjamin 205  
 Robertson, Leslie E. 205  
 Robinson, John 300  
 Robinson, Leonard F. 233, 252, 255-262, 264, 268, 270, 271, 282, 283, 302  
 Rogers, Ernesto Nathan 52, 66  
 Rosselli, Alberto 76, 77, 120, 121  
 Rossi, P. 61  
 Rowe, R.E. 212, 267  
 Ruggeri, Luigi 163, 176, 195, 211  
 Rüschi, Hubert 212, 267  
 Ryan, Paul A. 221, 254, 267
- Saarinen, Eero 203, 277  
 Sabia, Donato 59  
 Sabnis, G.M. 60, 61  
 Sacchi, Giovanni 12  
 Salvadori, Mario Giorgio 138, 143, 174, 203, 204, 209, 211, 213  
 Sánchez Arcas, Manuel 26  
 Saillard, Yves 129  
 Samaritani, Aldo 141  
 Sanders 19  
 Sano, Riki 153  
 Sangallo, Antonio da, il giovane 12
- Santarelli, Luigi 118  
 Sassone, Mario 58, 64  
 Scalabrini, Mario 118  
 Scalfari, Eugenio 202  
 Scattolin, Angelo 190  
 Schnobrich, William C. 271  
 Schunck, Eberhard 288  
 Schuppel, Bill 255  
 Scordelis, Alexander C. 261, 271, 272, 276, 300, 301  
 Sedgwick, George Arthur 260, 261, 264, 271-273  
 Segura, Cristina 301  
 Seidler, Harry 195, 196, 199, 216, 217, 296, 309  
 Semenza, Carlo 69, 118  
 Senn, Otto H. 281  
 Serino, Giorgio 60, 61  
 Sert, Josep Lluís 203  
 Shaw, F.S. 198, 217  
 Sheppard, Adrian 202, 203  
 Signorelli, Bruno 58-60  
 Simonnet, Cyrille 60  
 Smeaton, John 205  
 Spinelli, Paolo 206  
 Spitzer, Anton 19  
 Stephenson, Robert 22, 60  
 Steinmann, Georges A. 214  
 Stevens, William C. 213  
 Stigter, John 196, 198, 217  
 Stucky, Alfred 108, 110, 127
- Taffs, David 301  
 Talamona, Marida 129  
 Tamaro, George J. 173, 174, 176, 177, 180, 212, 213  
 Tange, Kenzo 223, 226-229, 309  
 Tazewell, E. Bradford 161, 162, 167, 210, 211  
 Tedeschi, Enrico 66  
 Tedeschi, Letizia 202  
 de Tédesco, Napoleon 19  
 Temko, Alan 265  
 Tentori, Francesco 215  
 Terragni, Giuseppe 189, 215  
 Tinti, Mario 15, 58  
 Tölke, Friedrich 108, 111, 128  
 Tomlow, Jos 285, 302  
 Topp, L.J. 300  
 Torno, Giuseppe 70, 71, 118  
 Torroja Miret, Eduardo 21, 26-32, 56, 59, 62, 67, 84, 108, 111, 114-117, 123, 127-129, 227, 267, 272, 281, 297, 301, 309
- Trentin, Annalisa 58  
 Trombetti, Tomaso 58  
 von Thullie, Maximilian Ritter 19  
 Tsuboi, Yoshikatsu 227, 228, 266, 267, 309  
 Turner, M.J. 300
- Utzon, Jørn 277, 280, 283, 298, 300
- Valente, Esmeralda 311  
 Valerio, Giorgio 71  
 Valle, Cesare 16  
 Valtolina, Giuseppe 76, 77, 80, 83, 119-121  
 Vanlaethem, France 202  
 Vasari, Giorgio 12  
 Vaschy, Aimee 60  
 Vestfrid, Pamela 66  
 Vigliani, Carlo 118  
 Vitruvio 22, 60  
 Vivanco, Jorge 52  
 Volpi, Giuseppe 71  
 Volterra, Vito 98  
 Vreedenburgh, C.G.J. 267
- Waisman, Marina 66  
 Warnecke, John Carl 265  
 Watson, Anne 279, 300, 301  
 Weber, Christiane 302  
 Weidlinger, Paul 138, 143, 203, 204  
 Wenham, Frank H. 205  
 Wertheim, M.G. 61  
 Whitbread, R.E. 279, 301  
 Wilson, Edward L. 261, 300  
 Woodhead, Ronald W. 217  
 Wren, Christopher 12, 284
- Xenakis, Iannis 267
- Yamasaki, Minoru 146  
 Young, Thomas 193, 206, 209, 214, 241, 268, 269
- Zanini, Zenaide 290  
 Zevi, Bruno 115  
 Zevi, Maria 302  
 Zienkiewicz, Olek C. 300  
 Zironi, Stefano 214  
 Zuazo, Secundino 28, 30  
 Zunz, Jack 280, 300, 301



Silvana Editoriale  
via Margherita De Vizzi, 86  
20092 Cinisello Balsamo, Milano  
tel. 02 61 83 63 37  
fax 02 61 72 464  
[www.silvanaeditoriale.it](http://www.silvanaeditoriale.it)

Le riproduzioni, la stampa e la rilegatura  
sono state eseguite presso lo stabilimento  
Arti Grafiche Amilcare Pizzi Spa  
Cinisello Balsamo, Milano

Finito di stampare  
nel mese di gennaio 2014



