

## Restauro strutturale dell'edificio della Deutsche Bank in Napoli

F. M. Mazzolani, S. Mazzolani

## Structural retrofitting of the Deutsche Bank building in Naples

La presente memoria ha lo scopo di illustrare gli sviluppi progettuali che hanno condotto all'esecuzione di interventi di rinforzo mirati a conferire un adeguato grado di sicurezza alla esistente struttura in acciaio della Banca.

Le indagini preliminari hanno comportato l'identificazione completa dello schema strutturale attraverso saggi e prove non distruttive. La capacità portante delle parti sospese dello schema strutturale è stata assicurata dall'inserimento di cavi di precompressione.

1. La facciata principale della sede della Deutsche Bank di Napoli: i pesanti marmi nascondono un'ossatura di acciaio realizzata negli anni '50.



This paper aims to show the design developments which led to the execution of retrofitting operations, faced to provide the existing steel structure of the Bank with an acceptable safety level. The preliminary investigations required the complete identification of the structural scheme by means of assays and non destructive tests. The load carrying capacity of the suspended parts of the structural scheme was guaranteed by the insertion of prestressing cables.

1. The main facade of the Deutsche Bank in Naples: the heavy marbles hide the steel skeleton built-up at the beginning of the Fifties.

### 1. INTRODUZIONE

La sede della Deutsche Bank (ex Banca d'America e d'Italia) di via S. Brigida in Napoli fu costruita agli inizi degli anni '50 [1] (foto 1 e 2).

Dal punto di vista funzionale fu deciso di realizzare un unico grande salone al piano terra senza muri divisorii o pilastri intermedi in modo da consentire ai funzionari della banca di controllare ogni cliente presente e di verificare il regolare svolgimento di tutte le operazioni [2].

Per tale motivo venne preferita una struttura intelaiata in acciaio, con parti interne sospese. Cinque telai su sette sono caratterizzati da una capriata superiore (foto 3) sorretta dai pilastri esterni ubicati lungo i muri perimetrali, dalla quale si dipartono due tiranti intermedi che sorreggono i vari solai consentendo all'ampio salone al primo piano di essere com-

### 1. INTRODUCTION

The Deutsche Bank building (ex Banca d'America e d'Italia) in Via Santa Brigida in Naples was built in the early fifties [1] (photos 1 and 2).

On the ground floor, a wide hall was designed without dividing walls or intermediate columns to enable the bank officials to monitor the customers and follow the operations [2]. For this feature of the building, a steel structure was adopted.

The steel skeleton has transverse frames, with external columns supporting an upper truss (photo 3), to which two internal tie-beams are connected.

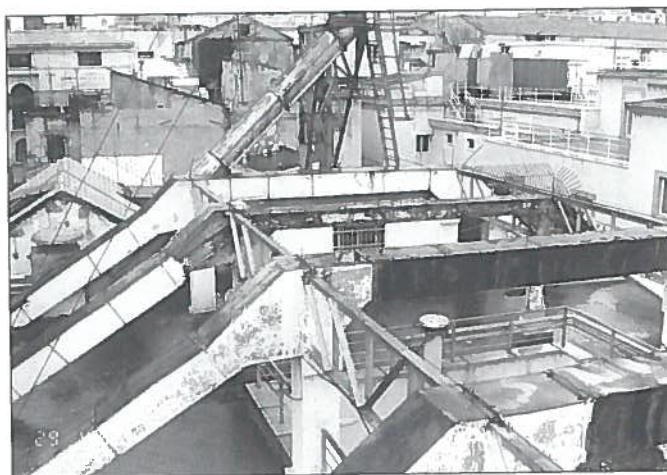
The intermediate floor structures are suspended by these tie-beams, thus creating an empty space on the ground floor (fig. 1) (photo 4).

Prof. dr. ing. Federico M. Mazzolani, dr. ing. Stefano Mazzolani  
Studio Tecnico Mazzolani & Associati - Napoli.  
Memoria presentata al XV Congresso C.T.A.  
Giornate Italiane della Costruzione in Acciaio,  
Riva del Garda, 15 - 18 ottobre 1995.

Prof. dr. ing. Federico M. Mazzolani, dr. ing. Stefano Mazzolani  
Studio Tecnico Mazzolani & Associati - Naples.  
Paper presented at XV C.T.A. Congress  
Italian Conference on Steel Structures,  
Riva del Garda, 15 - 18 ottobre 1995.



2. L'ingresso della Deutsche Bank di via Santa Brigida in Napoli.  
2. The front door of the Deutsche Bank in Santa Brigida street in Naples.



3. Le capriate di copertura viste dall'alto, prima dell'intervento di restauro e consolidamento.  
3. Bird's-eye view of the upper trusses before the consolidation and restoration operations.

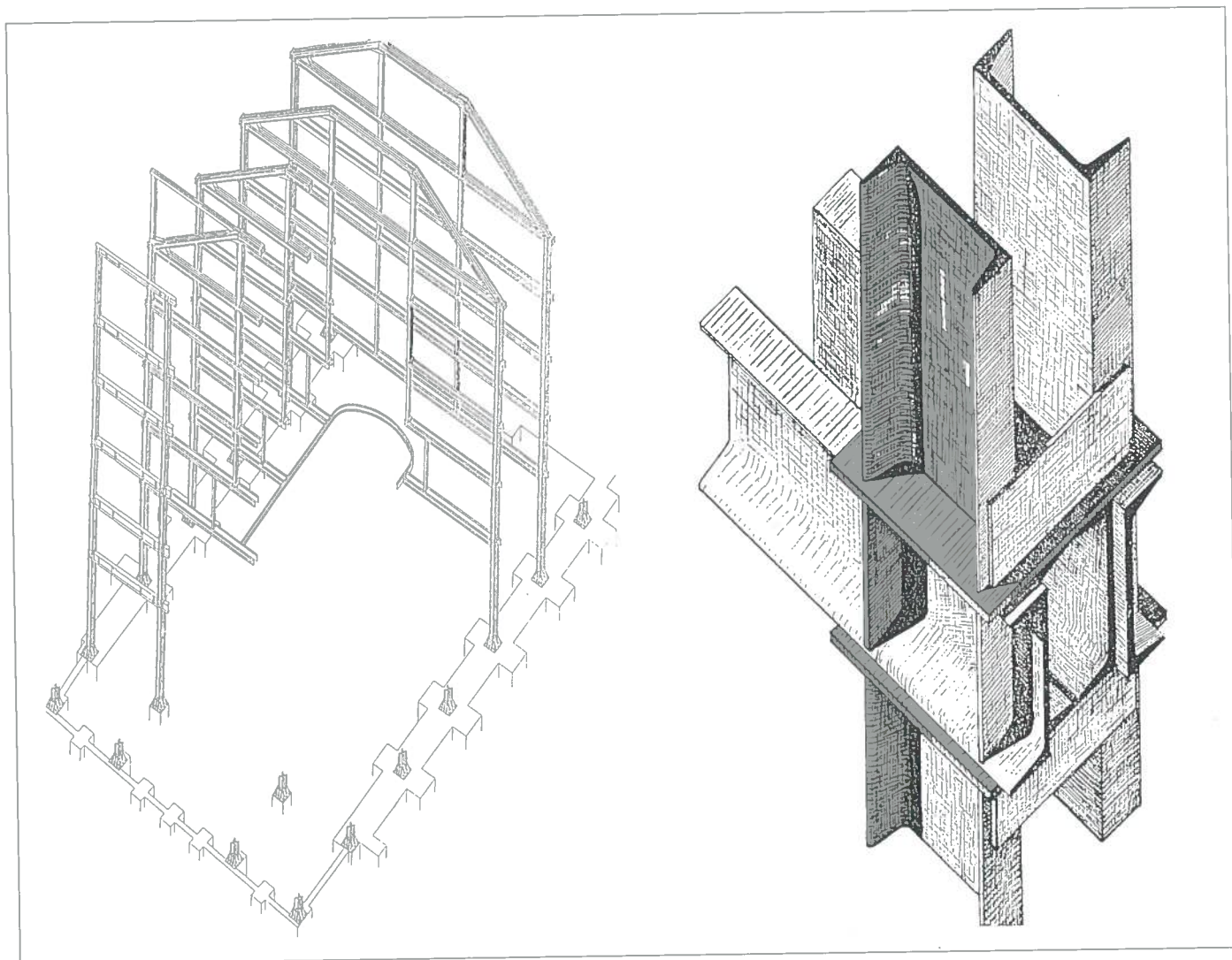


Fig. 1 - Vista generale della ossatura di acciaio e particolare di un nodo.  
Fig. 1 - General view of the steel skeleton and detail of a connection.

pletamente libero da elementi verticali (fig. 1) (foto 4). La particolare tipologia strutturale dell'edificio fece all'epoca molto scalpore in quanto trattasi di una tensostruttura in acciaio, certamente la prima realizzata a Napoli e forse la prima anche in Italia.

This very original structural nature of the building was very impressing at the time of construction being a suspended steel structure, certainly the first to be constructed in Naples and perhaps also in Italy.



4. Come si presenta il salone a piano terra, completamente libero da strutture verticali, grazie al sistema di sospensione dei piani superiori (a lavori ultimati).  
4. The view of the ground floor completely clear of vertical structures, thanks to the hanging system of the upper floors (after intervention).



5. Saggio per evidenziare le condizioni della struttura in acciaio: si nota un diffuso inizio di corrosione.  
5. Assay that shows the condition of the steel structure: the corrosion is widely spreading.



6. Come si presenta un nodo di telaio in acciaio completamente saldato in opera.  
6. The condition of a steel frame joint completely built-up by welding.

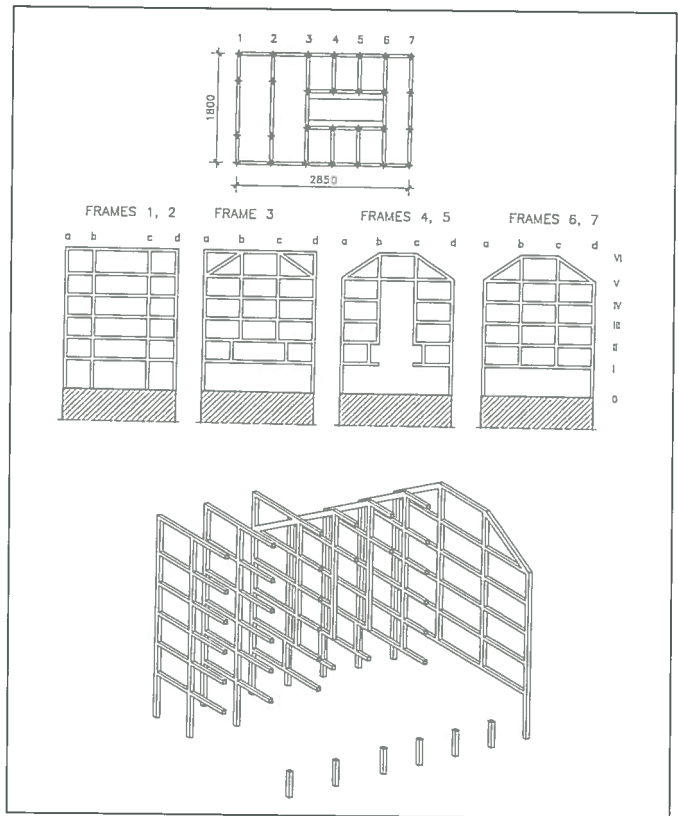


Fig. 2 - Schemi strutturali.  
Fig. 2 - Structural schemes.

## 2. LO SCHEMA STRUTTURALE

La parziale mancanza dei disegni originali e le loro incongruenze con la struttura esistente hanno suggerito di effettuare saggi e rilievi dettagliati che hanno permesso di individuare con accettabile approssimazione lo schema statico della struttura e la geometria delle sezioni. Lo schema strutturale è costituito in pianta da 7 telai in acciaio con nodi interamente saldati in opera (foto 6) e disposti ad interasse variabile fra un minimo di 4.20 m e ad un massimo di 5.60 m (fig. 2). I 7 telai presentano schemi trasversali differenti che verranno descritti accuratamente nel successivo paragrafo 4. Tutti i telai sono fondati al di sopra di una struttura in c.a. ubicata al di sotto del piano stradale. Le sezioni trasversali

## 2. THE STRUCTURAL SCHEME

The partial lack of the original drawings and their incongruities with the existing structure made it necessary to carry out detailed plotting operations to identify the current morphological features of the structural scheme and of the cross-section field. The structural scheme consists of seven steel frames with welded joints (photo 6), scattered at a distance varying from 4.20 m to 5.60 m (fig. 2). The seven frames have different transverse schemes, as described in section 4 below. All the frames are based on a concrete structure, below street level. The cross-sections of the vertical elements are made of two

delle membrature verticali sono costituite da due profili a C accoppiati mediante calastrelli opportunamente distanziati. Le travi sono in genere composte da vari accoppiamenti di sezioni a doppio T ed a C, laminate o in composizione saldata (foto 7).



7. Le membrature sono composte dall'accoppiamento di più profilati di acciaio.

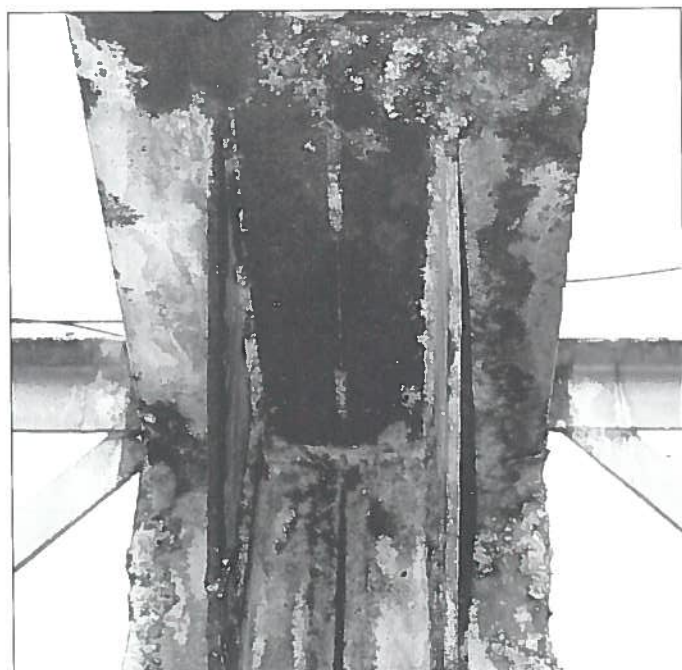
7. The cross-sections are built-up by coupling different steel profiles.

channels coupled with battened plates, while the beams have cross-sections made of different couplings of double T and double C profiles (photo 7).



8. Condizioni di corrosione di un nodo alla base della membratura inclinata di una capriata superiore, anche nella zona inglobata nello spessore del masso di copertura.

8. The corrosion conditions of a joint at the base of the sloped member of the roofing truss, even through the thickness of the floor structure.



9. L'attacco corrosivo del nodo superiore della capriata di copertura si presenta molto esteso e profondo.

9. The corrosion attack of a superior joint of the roofing truss is very large and depth.



10. Dopo l'eliminazione dello spessore di rivestimento protettivo, tutte le membrature delle capriate di copertura hanno presentato un intollerabile stato di corrosione delle superfici.

10. After the elimination of the protection covering, all surfaces of the members of the roof trusses have shown an intolerant state of corrosion.

### 3. ANALISI DELLO STATO DI CONSERVAZIONE E PROVVEDIMENTI

Le indagini svolte hanno messo in evidenza le condizioni di corrosione diffusa presente nelle membrature di acciaio (foto 5, 6, 8, 9, 10, 11). Sotto questo aspetto, particolare attenzione è stata rivolta alle intollerabili condizioni delle strutture di copertura (foto 8, 9, 10), che svolgono il ruolo statico fondamentale di strutture di sospensione di tutti gli impalcati inferiori dell'edificio.

### 3. ANALYSIS OF THE STATE OF CONSERVATION AND PRECAUTIONS

The investigations on the structure showed widespread decay, due to corrosion of the steel frames (photo 5, 6, 8, 9, 10, 11). In particular the conditions of the roof structure (photo 8, 9, 10) were extremely dangerous as all the lower floors of the building are suspended. The effect of the corrosion in many cases produced a substantial reduction of the resistant sections (photo 11). To eliminate



11. E' evidente la riduzione di sezione resistente dovuta al fenomeno corrosivo.

11 . The corrosion phenomenon has caused a substantial reduction of the steel section.

Nonostante il cospicuo strato di materiale protettivo, dai saggi effettuati si sono infatti osservate sostanziali riduzioni della sezione resistente (foto 11), che hanno suggerito di procedere alla messa a nudo sistematica di tutte le strutture di copertura per esaminare il loro stato. Il risanamento delle parti corrose è stato previsto mediante le seguenti operazioni:

- a. sabbatura di tutte le superfici metalliche fino alla eliminazione completa della ruggine;
- b. ripristino delle sezioni in cui si è verificata una sensibile riduzione di area;
- c. riempimento a pressione delle cavità mediante schiume poliuretatiche;
- d. ciclo di pitturazione con vernici intumescenti per ottenere contemporaneamente la protezione contro la corrosione e contro il fuoco.

Con questi interventi le strutture di sospensione in copertura possono essere lasciate completamente in vista, permettendo così di controllare lo stato di conservazione con un esame visivo più immediato e di consentire una esecuzione più semplificata dei futuri interventi di manutenzione.

Un simile stato di degrado per corrosione è stato evidenziato alla base delle colonne perimetrali per tutto il tratto in cui esse si trovano al di sotto del livello stradale (foto 12). Dopo le operazioni di sabbatura, ripristino e verniciatura, tali tratti di colonna sono stati inglobati in un getto di conglomerato cementizio additivato con fibre EMACO S150 CFR allo scopo di proteggere l'acciaio da ulteriori aggressioni (foto 13).



12. Condizioni di corrosione della base di una colonna perimetrale di un telaio trasversale.

12. The corrosion of the base of a perimetral column of a transversal frame.



13 . Blocco in conglomerato cementizio additivato per la protezione di una base di colonna.

13. Reinforced concrete block with aggregate in order to protect the column base.

the present decay and protect the steel parts of the structures from further corrosion, the following precautions were taken:

- a. sand-blasting of the steel surfaces up to the complete elimination of the rust;
- b. restoration of the sections with a significant reduction in material;
- c. pressure filling of the cavities in the hollow sections with



14. Volta in materiale traslucido per l'illuminazione del salone (a lavori ultimati).

14. Vault of translucent material for the illumination of the inferior hall (after intervention).

#### 4. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA ED ANALISI DELLO STATO TENSIONALE

La struttura di acciaio della Banca (fig. 2) si articola su cinque piani nella zona prospiciente via S. Brigida (telai 1, 2 e 3) e su quattro piani nella zona retrostante (telai 4, 5, 6 e 7). Il basamento è costituito da una struttura interrata in cemento armato composta da pareti disposte lungo il perimetro e pilastri intermedi, che si sviluppa su due piani sotto il livello stradale.

Al di sopra del piano interrato in c.a. spicca la struttura in acciaio, la cui principale caratteristica è quella di avere tutti gli impalcati sospesi ad una struttura di copertura estradossata al di sopra dei quattro piani (telai da 3 a 7) ed inglobata nelle pareti laterali nella zona in cui esiste un piano in più (fig. 2).

La struttura di copertura ha uno schema statico costituito da un corrente superiore orizzontale nella parte centrale ed a falde inclinate nelle parti laterali, da un corrente inferiore rettilineo e da due montanti ubicati internamente nella posizione in cui sono applicati i tiranti di sospensione (foto 3). Questo sistema dà la possibilità di avere il salone al piano terra completamente libero da pilastri. Il peso dei quattro impalcati intermedi viene riportato mediante i tiranti al livello di copertura dove la struttura superiore provvede a trasferire tali carichi sulle pilastrate laterali disposte lungo il perimetro dell'edificio che a loro volta scaricano nella struttura in c.a. sottostante.

Al centro del corpo è ubicata una vanella con dimensioni di 14 x 16 m circa, che consente l'illuminazione dei locali ai vari piani e del salone attraverso una volta di materiale traslucido (foto 14).

La campagna di saggi ha permesso di identificare gli schemi trasversali dei sette telai che formano la struttura. Dal confronto fra i vari schemi di questi telai, possono identificarsi quattro differenti schemi statici di riferimento (fig. 2):

**Schema A** - Lo schema non è sospeso con tre campate e con quattro colonne che scaricano tutte sulla sottostante struttura in c.a.; la struttura è a 6 livelli (telai 1 e 2).



15. Livello dove i tiranti sfalsati sono stati precompressi mediante barre Dywidag (a lavori ultimati).

15. Level where the scattered tie-members are prestressed by means of Dywidag steel bars (after intervention).

polyurethane foam;

d. cycle of painting with intumescent paints for protection against corrosion and fire.

These precautions involve only the superior trusses, as the conditions of the other internal elements gave less cause for concern.

We also discovered serious corrosion at the base of the perimetral columns below street level (photo 12). After sand-blasting and painting operations, these parts of the columns were covered with cement conglomerate aggregate EMACO S150 with CFR fibres, to protect the steel from further aggression (photo 13).

#### 4. STRUCTURAL MODEL AND STRESS ANALYSIS

The steel structure of the Bank (fig. 2) has five storeys in the front part close to the façade of Via Santa Brigida (frames 1, 2, 3) and four storeys in the rear part (frames 4, 5, 6, 7). The base of all the frames consists of a reinforced concrete structure with two storeys below street level.

The steel skeleton develops over the concrete base and the four storeys (frames 3 to 7) are suspended from the roof structure (fig. 2). This top structure has a static scheme of a truss with an upper horizontal beam in the central part and two inclined beams in the lateral parts, a lower horizontal beam and two vertical bars internally located in correspondence with the tie-beams (photo 3). This structural scheme makes it possible to obtain a wide open space on the ground floor, completely free of columns. The four intermediate storeys are borne by the tie-beams up to the roof, where the top trusses transfer the corresponding loads to the lateral columns along the perimeter of the building and then to the foundations.

In the centre of the building there is an inner courtyard with dimensions of 14x16 m, which provides light for the various

**Schema B** - Il telaio 3 ha uno schema sospeso in quanto mancano a piano terra i due pilastri interni. Inoltre gli interassi dei tiranti sono diversi a causa di uno sfalsamento fra il secondo livello e quelli superiori (foto 15). La struttura è a 6 livelli (telaio 3).

**Schema C** - Tale schema è sospeso e nella parte centrale mancano gli impalcati per la presenza della vanella interna. C'è uno sfalsamento fra i tiranti del secondo livello e quelli dei piani superiori, come nel telaio 3. La struttura è a 5 livelli (telai 4 e 5).

**Schema D** - Lo schema è simile al telaio 3, ad eccezione della copertura dove manca il solaio al sesto livello e del secondo livello dove manca lo sfalsamento fra i tiranti (telai 6 e 7).

Sulla base di tali schemi strutturali, mediante il programma SAP 90 è stato effettuato un calcolo di verifica, che ha evidenziato stati tensionali eccessivi in alcune membrature, talvolta superiori alla tensione di snervamento per un acciaio tipo Fe 360. In tale situazione, particolare preoccupazione hanno destato i collegamenti nodali, sede di elevate concentrazione di tensione, in particolare quando fanno capo a membrature sollecitate al di là dei limiti ammissibili.

## 5. RISULTATI DI INDAGINI NON DISTRUTTIVE

Si è pensato che, essendo tutti i nodi in composizione saldata realizzati in opera di complessa e irrazionale concezione, la qualità dell'esecuzione non poteva essere certamente esente dai difetti tipici delle saldature non sottoposte a controlli di officina. Per tale motivo il controllo delle condizioni dei nodi è stato effettuato mettendo a nudo tutte le membrature in cui sono presenti stati tensionali eccessivi ed effettuando prove non distruttive (ad ultrasuoni e magnetoscopiche) nei corrispondenti nodi. In particolare l'esame ultrasonoro, che evidenzia la presenza di difetti in profondità, ha mostrato una consistente e non accettabile mancanza di penetrazione in tutte le saldature controllate. L'esame magnetoscopico, che rileva difetti superficiali, ha evidenziato in alcuni cordoni la presenza di cricche in prevalenza longitudinali con lunghezza variabile fino ad un massimo di 80 mm. Anche questi difetti sono da giudicarsi inaccettabili.

## 6. GIUDIZIO SULLA AFFIDABILITÀ STRUTTURALE

I risultati delle verifiche di calcolo sui vari schemi di telaio e dei controlli sperimentali in situ hanno evidenziato la necessità di intervenire su alcuni elementi della struttura. In particolare, sulla base delle conclusioni della verifica strutturale, è sembrato ragionevole pensare di intervenire con sistemi di rinforzo in quelle membrature dove la tensione di calcolo ha superato i 200 Nmm<sup>2</sup>. Questa prassi non corrisponde al rispetto puntuale della norma, che come è noto fissa come limite di ammissibilità il valore 160 Nmm<sup>2</sup> per gli acciai tipo Fe 360. In realtà trattandosi di una costruzione esistente che ha superato il quarantesimo anno di età in maniera apparentemente corretta, resistendo senza danni ai terremoti che si sono verificati nel suo periodo di vita (fra i quali vanno ricordati quelli dell'agosto 1962 e del novembre 1980), questa deroga può considerarsi accettabile alla luce del buon senso comune, anche se non nel rigoroso rispetto delle prescrizioni normative.

Per quanto riguarda i controlli non distruttivi sulle saldature, i risultati ottenuti hanno in sostanza mostrato un quadro tutt'altro che rassicurante, con difetti sia superficiali che profondi giudicati non accettabili.

Quindi anche nei riguardi dei collegamenti nodali il risultato

offices in the intermediate floors and the lower hall (photo 14).

The on-site analysis made it possible to identify the transverse schemes of the seven frames. Among these, we can recognize four different static schemes of reference (fig. 2):

**Scheme A** - This scheme is not suspended and the four columns directly transfer the loads to the lower reinforced concrete structure; the steel structure has six levels and three spans (frames 1 and 2).

**Scheme B** - This scheme has six storeys and is suspended in the internal part because the two internal columns are not present on the ground floor. The tie-beams at the second level are scattered (photo 15) with respect to the upper levels (frame 3).

**Scheme C** - This scheme has five levels and is suspended; in the central part there are no beams due to the presence of the internal court. There is a stagger between the tie-beams of the second level and the upper levels, as in frame 3 (frames 4 and 5).

**Scheme D** - This scheme is similar to frame 3, but has only five storeys and there is no stagger between the tie-beams at the second level (frames 6 and 7).

These structural schemes were used to check the stress conditions in the members and connections. The stress analysis was performed using the SAP 90 computer program. Excessive stress values were found in many structural elements, sometimes greater than the yield stress of a mild steel such as grade Fe 360. The nodal connections presented particular problems, with high stress concentrations, especially where these connect members which are stressed beyond permissible limits.

## 5. RESULTS OF NON DESTRUCTIVE TESTS

All the members and joints were formed by on-site welding, without any kind of control. For this reason the presence of imperfections was checked by means of non destructive tests (ultrasonic and magnetoscopic) in all the elements where an excessive stress state was noted from the calculations.

In particular the ultrasonic examination, which showed deep imperfections, brought to light a consistent and unacceptable lack of penetration in all the welds controlled. The magnetoscopic examination, which shows superficial imperfections, emphasized the presence of unacceptable longitudinal cracks with maximum length of 80 mm. These defects were also considered unacceptable.

## 6. STRUCTURAL RELIABILITY JUDGMENT

The results of the stress analysis on the structural models and experimental on-site controls showed the need for a consolidation operation in some of the structural elements.

To minimize the number of operations, it was decided to upgrade only the elements where the stress state exceeded a given limit value, which was assumed as equal to 200 Nmm<sup>2</sup>. This assumption does not strictly respect the present code provisions which consider the value of 160 Nmm<sup>2</sup> as a permissible limit for Fe 360 steel. Since the bank was built around forty years ago and is still in apparently good structural condition, despite the earthquakes which occurred during its lifetime (we should mention the earthquakes of August 1962 and November 1980), it seemed reasonable to enlarge the permissible stress range laid down in the code.

The non destructive tests brought to light many kinds of

dei controlli eseguiti ha condotto inesorabilmente ad un giudizio di inammissibilità.

In definitiva solo facendo ricorso al buon senso si è cercato di porre rimedio a questa situazione di condanna generalizzata. In relazione alle reali condizioni di lavoro delle saldature si possono riconoscere sostanzialmente due casi di comportamento:

- il caso di nodi trave-colonna, in cui le aste verticali sono compresse;

- il caso di nodi trave-tirante, in cui le aste verticali sono tese.

Nel primo caso la trasmissione dei carichi verticali attraverso le colonne, in assenza di momenti flettenti, potrebbe avvenire per semplice contatto diretto fra le piastre di estremità delle colonne superiori ed inferiori. Ciò comporta che in questa situazione ideale i cordoni di saldatura non vengono sollecitati ed il loro impegno interviene solo a fronte dei momenti flettenti trasmessi dalle travi.

Il secondo caso è invece più gravoso in quanto l'elemento verticale è un tirante interrotto nel nodo, essendo passante l'elemento trave, e la trasmissione dei carichi verticali nel nodo avviene esclusivamente attraverso i cordoni di saldatura in corrispondenza delle piastre di estremità. La presenza dei momenti flettenti indotti dalle travi non può che contribuire a peggiorare questa situazione.

Da queste considerazioni discende che:

- per i nodi appartenenti alla prima categoria i difetti rilevati dalle prove non distruttive possono al limite essere tollerati in quanto i relativi cordoni di saldatura sono scarsamente sollecitati e non svolgono un ruolo essenziale nella trasmissione dei carichi;

- per i nodi appartenenti alla seconda categoria l'importanza strutturale che svolgono tutti i cordoni di saldatura è tale da identificare la necessità di avere cordoni di prima classe per i quali nessun tipo di difetto può essere accettato.

Pertanto si è deciso che gli interventi di consolidamento debbano riguardare esclusivamente i nodi appartenenti al secondo caso dove le aste lavorano come tiranti, mentre negli altri nodi appartenenti al primo caso è stato ragionevole prevedere di omettere qualsiasi tipo d'intervento, anche in considerazione delle difficoltà operative e degli oneri connessi.

## 7. IDENTIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO

Sulla base dei criteri stabiliti, gli interventi di consolidamento sono stati individuati in corrispondenza delle aste compresse dove è superato il valore della tensione ritenuto accettabile ( $200 \text{ Nmm}^{-2}$ ) e su tutte le aste tese. Le diverse categorie d'intervento sono caratterizzate dalla seguente rappresentazione grafica (fig. 3):

**Intervento A (linea a tratto pieno):** questo intervento è stato utilizzato per le colonne intermedie del telaio 2 e per quelle esterne del telaio 3; consiste nello "scatolare" la sezione mediante piastre saldate e nel riempirle con conglomerato cementizio espansivo (foto 16 e 17).

**Intervento B (linea tratteggiata):** questo intervento è stato utilizzato per i tiranti dei telai da 3 a 7; consiste in quattro cavi di pretensione ubicati in tubi perimetrali collegati mediante calastrelli agli angoli della sezione (foto 19 e 20).

**Intervento C (linea punteggiata):** questo intervento è stato utilizzato per i tiranti del secondo livello dei telai 3, 4 e 5; consiste in una singola barra di pretensione tipo Dywidag ubicata al centro della sezione che è stata scatolata e riempita con cemento espansivo, come nell'intervento A (foto 21 e 23).

### 7.1 Intervento tipo A

Riguarda le aste presso-inflesse in cui è presente uno stato ten-

imperfection, both superficial and deep, in the welded joints which cannot be considered acceptable in the light of modern safety criteria.

As far as the working conditions in the welds are concerned, two types of cases can be recognized:

- the case of beam-to-column joints, where the vertical elements are compressed;

- the case of beam-to-tie joints, where the vertical elements are under tension.

In the first case the transmission of vertical loads through the column, excluding bending, occurs by direct contact between the end plates of the lower and upper column. In this situation the welds do not work for vertical forces and their engagement is required only for the presence of bending moments transmitted by the beams.

The second case, on the other hand, could be dangerous, as the vertical element is a tie interrupted in the joint by the horizontal beam, which is continuous. In this case the transmission of the vertical loads occurs exclusively through the welds at the end plates. The presence of the bending moments makes this situation worse.

From these considerations, we can conclude that:

- for the joints in the first case, the imperfections emphasized by the non destructive tests can be tolerated because the welds are not heavily loaded and do not play a determining role in load transmission;

- for the joints in the second case, the structural importance of the welds is high and first class welds with no significant defects are essential.

For these reasons we decided to intervene on the joints of the second type only, where members behaves as ties, whereas it seemed to be reasonable to avoid any kind of intervention in the joints of the first type, also considering the operational difficulties and the related cost.

## 7. IDENTIFICATION OF THE CONSOLIDATION SYSTEMS

On the basis of the considerations set out above, the interventions were identified in both tension and compression members where the stress value exceeded the assumed limit value ( $200 \text{ Nmm}^{-2}$ ). The different typologies of operation are characterized by the following graphic representation (fig. 3):

**System type A (full line):** This operation was used for the intermediate columns of frame 2 and the external columns of frame 3; it consists in boxing the section by means of welded steel plates and filling inside with expanding cement (photos 16 and 17).

**System type B (dashed line):** This operation was used for the tie-beams of frames 3 to 7; it consists in four pretension cables located in perimetral tubes which are connected to the corners by means of batten plates (photos 19 and 20).

**System type C (dotted line):** This operation was used for the tie-beams at the second level of frames 3, 4 and 5; it consists of a single pretension bar of the Dywidag type in the centre of the member which is boxed and filled with expanding cement, as in system A (photos 21 and 23).



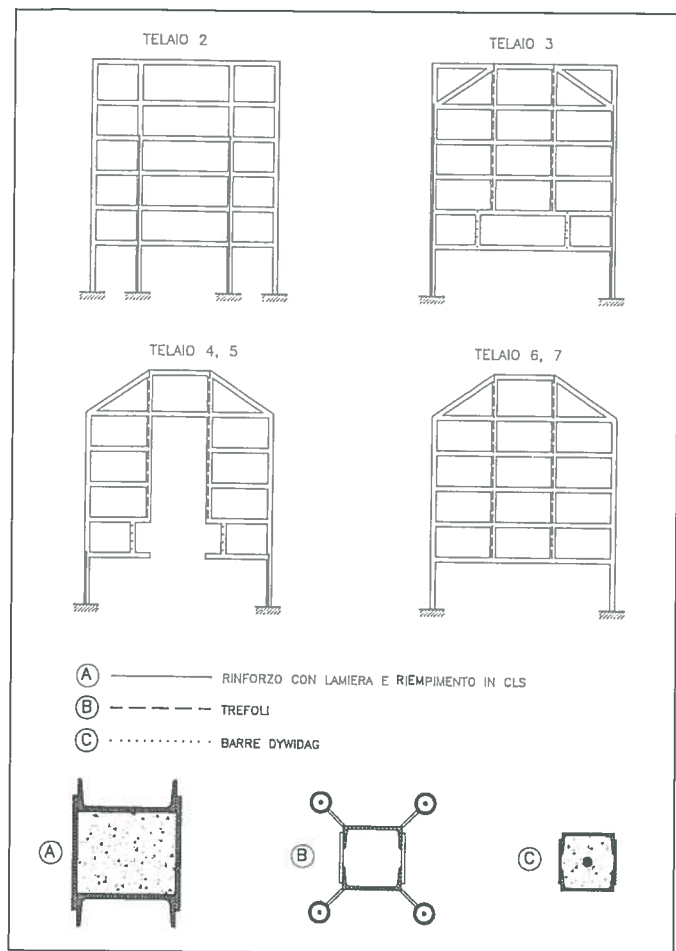


Fig. 3 - Sistemi di consolidamento.  
 Fig. 3 - Consolidation systems.

sionale eccessivo. L'intervento consiste essenzialmente in due operazioni (fig. 3):

- prima operazione: i vuoti presenti lungo i due lati calastrellati della colonna vengono chiusi con lamiera di acciaio di spessore 7 mm interamente saldate lungo il perimetro, in modo da "scatolare" completamente la colonna ottenendo una sezione cava (foto 16);
- seconda operazione: dopo aver "scatolato" la colonna, essa viene riempita di conglomerato cementizio di tipo espansivo che ne consente la messa in forza; il getto è stato effettuato dalla parte superiore dove viene appositamente lasciata un'apertura prima della chiusura definitiva con lamiera (foto 17). Attraverso apposito tubicino viene effettuata una iniezione di malta in pressione per completare la messa in forza del riempimento.

I vantaggi del provvedimento sono sostanzialmente i seguenti:

- la colonna si comporta come un sistema composto acciaio-calcestruzzo;
- la resistenza della colonna è complessivamente aumentata sia per la lamiera integrativa sia per la presenza del conglomerato cementizio;
- in particolare aumenta sia l'area resistente sia il modulo di resistenza e conseguentemente sia la resistenza per azioni assiali sia quella per momenti flettenti;
- come vantaggio indiretto la presenza del conglomerato nella parte interna serve a preservare le superfici della sezione dalla corrosione;
- un ulteriore vantaggio consiste nell'incremento della resi-



16. Colonna "scatolata" con lamiera d'acciaio e riempita di conglomerato cementizio di tipo espansivo.  
 16. The column is closed with steel plates and filled with expansive concrete.

### 7.1 System type A

This operation concerns the columns in compression and bending, where a high stress state is present. The system essentially consists of two different operations (fig. 3):

- first operation: the empty spaces present along the two battened sides of the column are closed with steel plate of 7 mm thickness, entirely welded along the perimeter so that the column takes on a box section (photo 16);
- second operation: the column is filled with expanding cement; the casting is made from the upper part of the column where a small opening has to be left before the total closing with plates (photo 17). The injection of mortar under pressure has been done by means of a small tube, providing the completion of the filling.

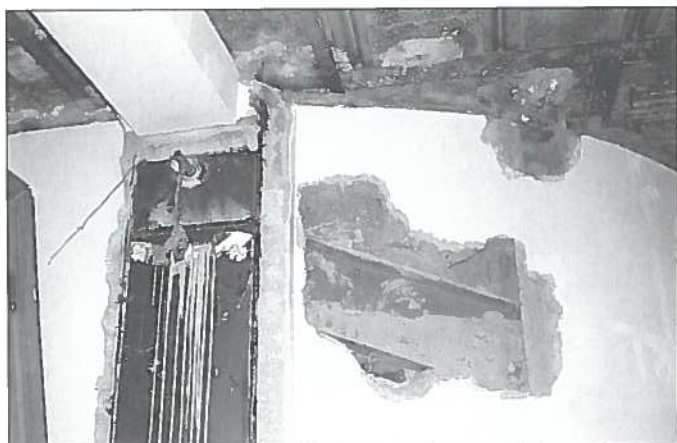
The advantages of this operation basically are:

- the column becomes a composite steel-concrete member;
- the strength of the column for axial load and bending is increased due to the presence of both plates and expanding cement;
- the presence of the concrete inside the hollow section reduces the action of corrosion and increases the fire resistance.

### 7.2 System type B

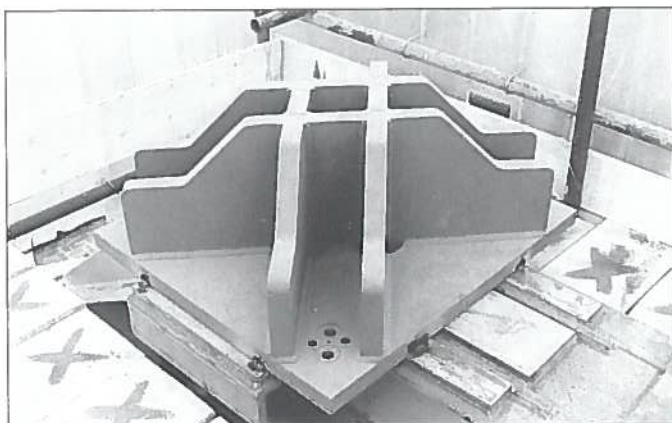
This operation concerns all the members in tension with the exception of the tie-beams between the first and the second level, where there is a vertical stagger (frames 3, 4, 5) and where operation type C is required.

The system is used to transfer the hanging loads, presently supported by the tie-beams, to steel cables, which are located in



17. Chiusura superiore in lamiera con tubicino per iniezione di malta in pressione.

17. The column closed in the upper part by means of a steel plate with a small tube for the injection of expansive cement mortar.



18. Piastra superiore di ancoraggio dei trefoli di precompressione dei tiranti.  
18. The superior stiffened plate for anchoring the pretension cables of tie members.

stenza al fuoco conferito dalla massa di conglomerato gettato all'interno della colonna.

## 7.2 Intervento tipo B

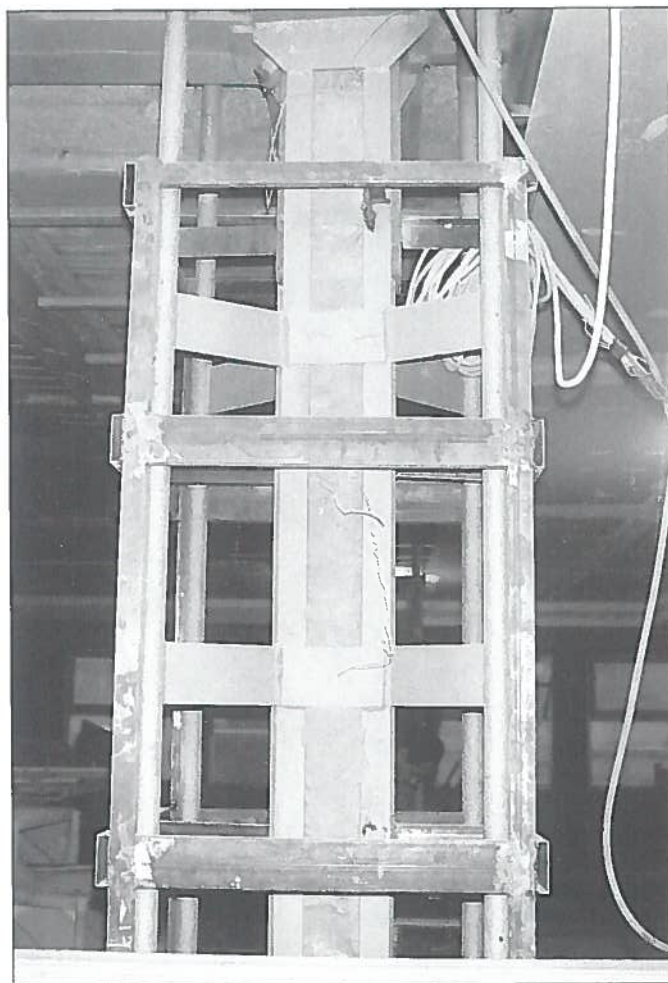
Riguarda tutte le aste tenso-inflesse, ad eccezione dei tiranti fra il primo ed il secondo livello dove esiste uno sfalsamento in verticale (telai 3, 4 e 5) per le quali è previsto l'intervento tipo C.

L'intervento consiste nell'affidare i carichi sospesi attualmente sopportati dai tiranti in regime di tenso-flessione ad appositi trefoli che sono alloggiati in tubi di acciaio con diametro 6-8 cm, ubicati in corrispondenza dei quattro spigoli della sezione trasversale dell'elemento strutturale da consolidare e ad essi saldati mediante piatte distanziatrici (foto 19 e 20).

I cavi sono costituiti da trefoli compatti a 7 fili, aventi le seguenti caratteristiche:

- diametro nominale 15.2 mm;
- carico allo 0.1% 255000 N;
- carico all' 1% 270000 N;
- carico di rottura 300000 N.

Poiché, la distribuzione degli sforzi di precompressione deve risultare simmetrica, il numero dei trefoli è 4 oppure 8 in base agli sforzi presenti nei tiranti. In particolare, i telai 4 e 5 hanno 4 trefoli per tutti i livelli dei tiranti, mentre i telai 3, 6 e 7 hanno 8 trefoli nei due livelli superiori dei tiranti e 4 per i rimanenti livelli inferiori. I cavi di acciaio sono ancorati alle due estremità mediante piastre nervate di ripartizione (foto 18 e 22).



19. I quattro tubi di acciaio che contengono i trefoli di precompressione dei tiranti sono ubicati nei quattro spigoli della sezione del tirante.

19. The four pretension cables are located in perimetral tubes in the four corners of the tie section.

steel tubes with diameter of 6-8 cm. These tubes are located at the four corners of the tie-beams and connected to the cross-section by means of welded batten plates (photo 19 and 20).

The cables are formed by compact strands with 7 wires and have the following characteristics:

- nominal diameter 15.2 mm;
- load to the 0.1% 255000 N;
- load to the 1% 270000 N;
- ultimate load 300000 N.

The number of cables is 4 or 8, depending on the loads in the tie-beams. In particular, frames 4 and 5 have 4 cables at all levels of the tie-beams, while frames 3, 6 and 7 have 8 cables in the two upper levels of the tie-beams and 4 in the remaining lower levels. The steel cables are anchored at their extremities to appropriately stiffened plates (photos 18 and 22).

The maximum design tension load of the single cable is 8 t.

## 7.3 System type C

This operation concerns the tie-beams between the first and the second level of frames 3, 4, 5 where the stagger exists (photo 23). In these elements the value of the vertical loads is low, but the effect of bending is more important than in the other ties.

For these reasons only one steel bar of the Dywidag type was used and located in the middle of the existing section. In addition the member was closed by means of additional plates along the two battened sides after being filled with expanding cement (photo 21).



20. Il collegamento dei quattro tubi al profilato avviene mediante piattini distanziatori ubicati in corrispondenza dei calastrelli; è visibile inferiormente la piastra di ancoraggio in corrispondenza del secondo livello.

20. The tubes are connected to the cross-section by means of welded batten plates; it is possible to see below the anchoring stiffened plate at the second level.

Lo sforzo massimo di tensione previsto in progetto per ogni singolo trefolo è circa 8 t.

### 7.3 Intervento tipo C

Riguarda le aste tenso-inflesse fra il I ed il II livello dei telai 3, 4 e 5 dove esiste uno sfalsamento fra gli assi dei tiranti (foto 23). In tali aste il valore dello sforzo di precompressione necessario è alquanto modesto, quindi è stata utilizzata un'unica barra tipo Dywidag ubicata all'interno della sezione esistente in apposita guaina. Inoltre la sezione è stata riempita con calcestruzzo a ritiro compensato dopo averla completamente "scatolata" (foto 21) lungo i lati calastrellati con lamiere di acciaio con spessore 10 mm interamente saldate.

## 8. DIFETTI COSTRUTTIVI E PROVVEDIMENTI

L'accurato rilievo della struttura d'acciaio ha mostrato numerosi difetti costruttivi consistenti essenzialmente in eccentricità e fuori-piombo negli elementi verticali, di entità spesso molto superiore rispetto alle usuali tolleranze di lavorazione. In particolare si è osservato che molti elementi tesi che convergono in uno stesso nodo presentano un'eccentricità fra i propri assi baricentrici. Tali eccentricità, che hanno un ordine di grandezza di qualche centimetro, provocano la nascita di momenti flettenti parassiti di ordine di grandezza non trascurabile già presenti nella struttura, ma che verranno incremen-



21. Il tirante è stato "scatolato" mediante lamiere saldate, prima di essere riempito di conglomerato.

21. The tie member has been boxed by means of welded plates, before the concrete filling.

## 8. CONSTRUCTION DEFECTS AND PRECAUTIONS

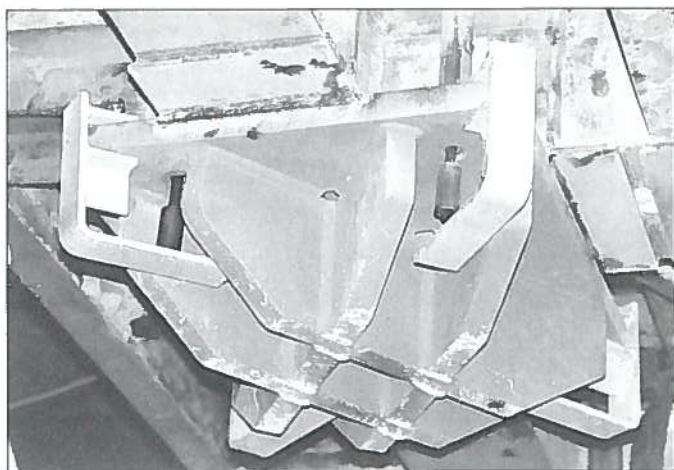
The detailed plotting of the steel structure brought to light a considerable number of construction defects which essentially consist of eccentricities and out-of-plumb in the vertical elements. These are very often larger than the usual constructional tolerances.

In particular it was noted that many of the tie-beams have nodal eccentricities between the centroid axes. These eccentricities, which have a value of some centimeters, should produce high and unexpected bending moments when the steel cables are put under tension.

These eccentricities were eliminated by increasing the areas of the lateral sides of the tie-beams by welding additional C profiles or plates (photo 24). In particular, these added elements were calculated for every plane so that the single new centroid axis should be coincident with the overall centroid axis of the tie-beams.

In order to guarantee the best results for the prestressing operations, new bracing structures were erected between the internal vertical members of the roof trusses.

The correct position of the cables, considering the current centroid axes of the tie-beams, is governed by the position of the upper (photo 18) and lower (photo 22) stiffened plates, to which the cables are anchored.



22. Piastra inferiore di ancoraggio dei trefoli di precompressione dei tiranti.  
22. The inferior stiffened plates for anchoring the pretension cables of tie members.

tati in seguito alla messa in tensione dei trefoli di acciaio. Per eliminare tale inconveniente nella fase di tensionamento, si è provveduto a compensare in media tali eccentricità incrementando le aree delle facce laterali dei tiranti mediante l'aggiunta di profilati a C piegati a freddo oppure di piatti saldati (foto 24). In particolare tali elementi aggiunti sono stati calcolati per ogni interpiano in maniera da riportare i singoli assi baricentrici sull'asse baricentrico dell'intero tirante.

Allo scopo di garantire un risultato ottimale delle operazioni di precompressione, sono state realizzate nuove strutture di controventamento fra le membrature verticali interne delle capriate di copertura.

L'esatta posizione dei cavi di pretensione è governata dalle piastre irrigidite di ancoraggio superiore (foto 18) ed inferiore (foto 22), tenendo conto dell'effettiva posizione dell'asse baricentrico dei tiranti.

## 9. OPERAZIONI DI TESATURA E MONITORAGGIO

Per la tesatura di ogni tirante sono stati disposti superiormente 4 martinetti idraulici (foto 25). Essendo i tiranti in numero di 10, sono stati posizionati 40 martinetti idraulici in corrispondenza delle piastre di ancoraggio superiori (foto 26).

Per quanto riguarda le operazioni di tesatura dei trefoli si è concordato di effettuare una prova preliminare allo scopo di controllare l'efficacia del sistema di messa in pressione e del sistema di misura, mentre la tesatura definitiva è avvenuta la settimana successiva.

Inoltre è stato stabilito che la tesatura dei trefoli avrebbe dovuto avvenire contemporaneamente per i 40 trefoli aventi l'intera lunghezza dei tiranti (telai 3, 4, 5, 6 e 7) e successivamente per i 24 trefoli disposti solo agli ultimi due livelli (telai 3, 6 e 7).

Durante la tesatura preliminare l'attrezzatura di prova consisteva in un sistema di pompaggio costituito da tre pompe collegate fra loro e ad un manometro che fornisce la pressione dell'olio dell'intero impianto; esiste inoltre una centralina (foto 27) collegata con 38 estensimetri posizionati sui tiranti dei telai 3, 4, 5, 6, 7 (foto 28).

In occasione della prova preliminare sono state effettuate 4 differenti storie di carico sulla struttura e solo per l'ultimo carico non si è provveduto a scaricare la struttura, lasciando



23. Tiranti fra il primo ed il secondo livello sottoposti all'intervento tipo C con riempimento di conglomerato espansivo e precompressione mediante barre Dywidag.

23. Tie-members between the first and the second level after the intervention type C with the filling of expansive concrete and prestressing by means of Dywidag bars.

## 9. PRESTRESSING AND MONITORING OPERATIONS

The operations for the prestressing of the steel cables took place in two stages: a preliminary proof and, after one week, the final set-up.

The preliminary proof was necessary to control the prestressing system and the measurement apparatus. The stretching of the cables took place simultaneously using 40 jacks connected together (photo 26), four for each anchoring plate (photo 25), for the 40 cables which run for the whole length of the tie-beams (frames 3, 4, 5, 6, 7) and subsequently for the 24 cables located in the two upper levels only (frames 3, 6, 7).

The equipment for the measurement during the preliminary operation included: three connected pumps, a pressure gauge that gives the oil pressure of the whole system and a power plant (photo 27) connected with 38 strain gauges located on the tie-beams of frames 3, 4, 5, 6, 7, at the lower and upper levels (photo 28).

Four different load histories were applied to the structure during the preliminary proof. On the last cycle, the structure was submitted to a load equal to 40% of the final service load. The four load cycles were as follows (in t per cable):

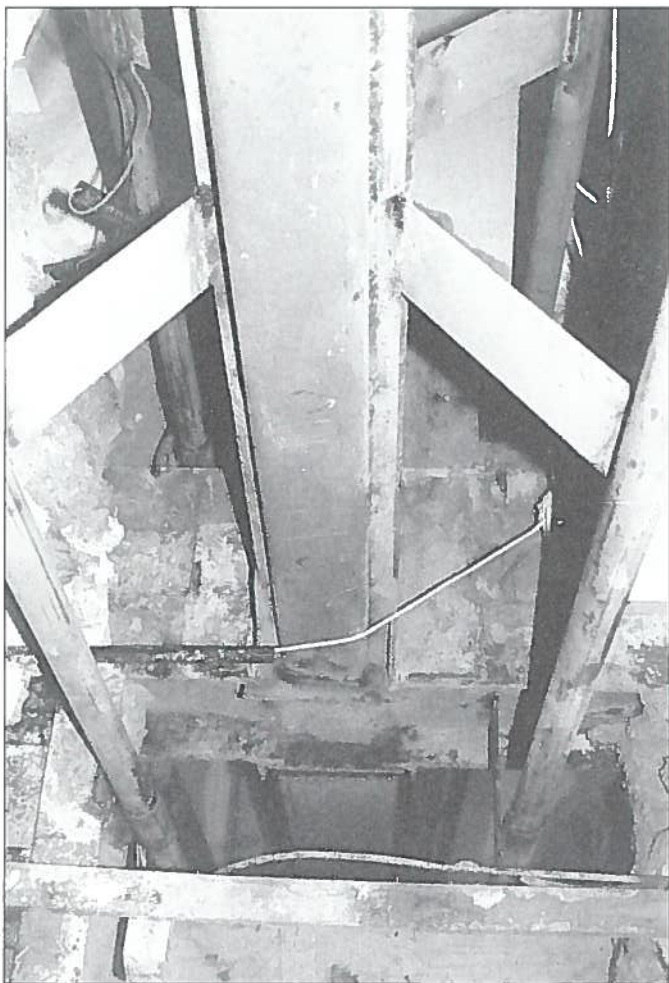
- I loading condition; prestressing force: 0-1.6-3.3-1.6-0 t
- II loading condition; prestressing force: 0-2.2-1.1-0 t
- III loading condition; prestressing force: 0-1.1-2.2-0 t
- IV loading condition; prestressing force: 0-1.1-2.2-3.3 t.

The results of these loading and unloading cycles enabled us to make the following observations:

- the compression stress values measured by the strain-gauges ranged between 10 and 20 Nmm<sup>2</sup>, in close agreement with the theoretical forecasts;
- the structure showed non linear behaviour after the unloading phase, which caused a residual tension stress state.

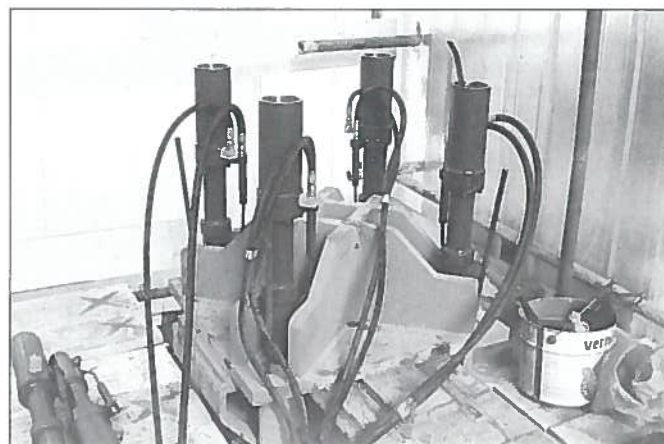
The final prestressing operation of all the steel cables was completed in one week, during which there was no pressure drop.

The measurement equipment during the final stretching was integrated by 4 displacement transducers located under the 4 tie-beams of the frames 4 and 5, by 3 pressure transducers located in the centre and at the extremes of the oil circuit and by 2 extra pressure gauges in addition to the existing one for the measure of the oil pressure. An additional displacement measurement was also taken at second level using optical



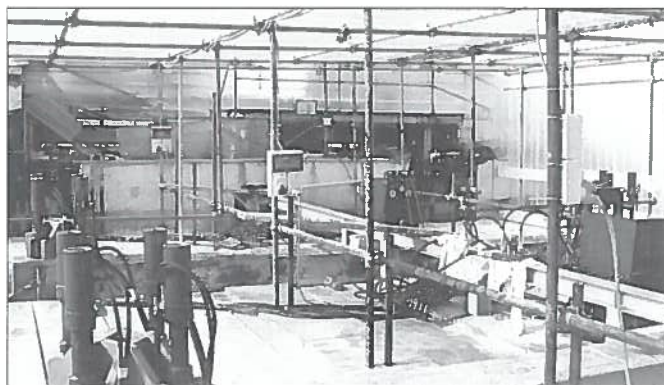
24. Lungo un lato del tirante è stato saldato un profilo a C per compensare le eccentricità derivanti da difetti costruttivi.

24. The compensation of the constructional eccentricities has been done by welding additional C profiles.



25. Disposizione dei quattro martinetti per la tesatura dei trefoli sulla piastra di ancoraggio superiore dei tiranti.

25. Four jacks on the upper anchoring plate for each tie for pretensioning the cables.



26. Sistema di tesatura contemporanea mediante 40 martinetti disposti in copertura.

26. The pretensioning of the cables has been simultaneously done by means of 40 jacks connected together.



27. Apparecchiature centralizzate per le misure degli estensimetri elettrici e dei trasduttori di spostamento.

27. Centralized apparatus for the measure of strain gauges and displacement transducers.



28. Posizionamento di un estensimetro elettroresistivo sulla parete di un tirante.

28. The position of a strain gauge on the wall of a tie member.

nei trefoli uno sforzo pari al 40% di quello finale. I quattro cicli di carico sono stati i seguenti (in t per cavo):

I cond. di carico; sforzo per trefolo: 0-1.6-3.3-1.6-0 t

II cond. di carico; sforzo per trefolo: 0-2.2-1.1-0 t

III cond. di carico; sforzo per trefolo: 0-1.1-2.2-0 t

IV cond. di carico; sforzo per trefolo: 0-1.1-2.2-3.3 t

equipment.

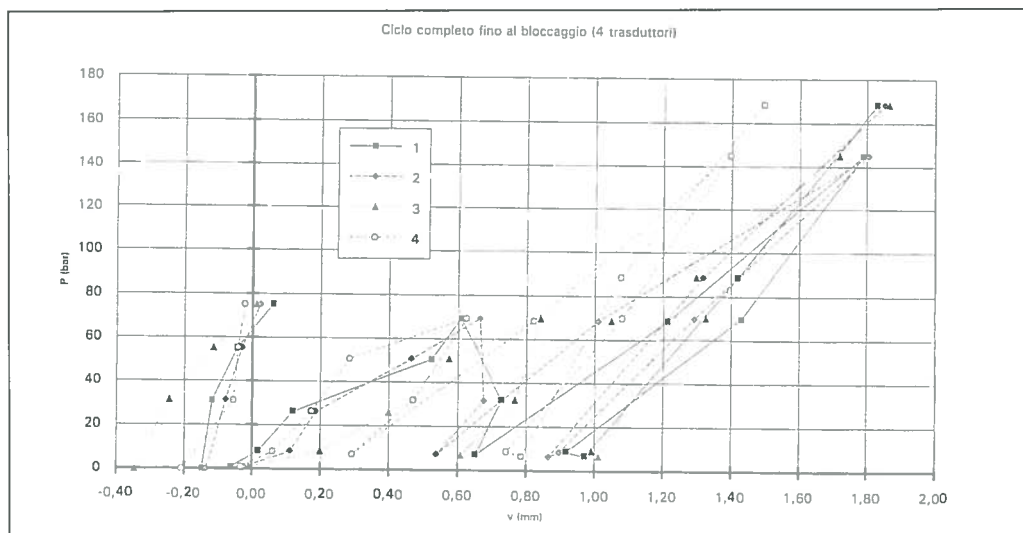
Four different load histories were also applied to the structure during the final operation. The four load cycles were as follows:

I loading condition; prestressing load: 3.3-2.2-0.9-0 t

II loading condition; prestressing load: 0-0.6-1.9-3-1-0 t

Fig. 4 - Diagramma pressione-spostamenti verticali misurati mediante quattro trasduttori per tutto il ciclo completo fino al bloccaggio dei cavi.

Fig. 4 - Diagram of pressure versus vertical displacements, measured by four transducers along the complete cycle up to the block of cables.



Questi cicli di carico e scarico hanno permesso di effettuare le seguenti osservazioni:

- i valori delle tensioni di compressione ricavati dagli estensimetri erano compresi fra 10 e 20 Nmm<sup>2</sup>, il cui ordine di grandezza era abbastanza coerente con le previsioni teoriche;
- la struttura ha mostrato un comportamento non lineare all'atto di ogni scarico, che ha comportato la presenza di uno stato tensionale di trazione residuo.

Dopo questi 4 cicli di carico e scarico la struttura è stata lasciata sotto carico con una pressione di circa 75 atmosfere in tutto l'impianto, corrispondente a 3.3 t per ogni tirante, per tutta la settimana precedente la fase definitiva di applicazione finale degli sforzi nei trefoli d'acciaio, senza manifestare importanti cadute di tensione.

Dopo una settimana si è svolta l'operazione definitiva di tesatura di tutti i trefoli di acciaio.

In tale occasione l'attrezzatura di prova, oltre quella già presente nella tesatura preliminare, è stata integrata da 4 trasduttori di spostamento posizionati al di sotto dei 4 tiranti dei telai 4 e 5, da 3 trasduttori di pressione disposti al centro ed agli estremi del circuito dell'olio, nonché, da altri 2 manometri che integrano quello esistente per la misura della pressione alla periferia del circuito.

Inoltre è stata predisposta la misura ottica degli spostamenti con autolivello mediante regoli graduati disposti in corrispondenza del secondo livello.

In tale occasione sono state effettuate 4 differenti storie di carico. In particolare si è iniziato con un primo scarico a partire dalla pressione già esistente nel circuito, seguito da due successivi carichi e scarichi ed infine è stata portata la struttura alla condizione di carico finale. Riassumendo, le quattro storie di carico sono state le seguenti:

- I cond. di carico; sforzo per trefolo: 3.3-2.2-0.9-0 t
- II cond. di carico; sforzo per trefolo: 0-0.6-1.9-3-1-0 t
- III cond. di carico; sforzo per trefolo: 0-3-7.1-3-0 t
- IV cond. di carico; sforzo per trefolo: 0-4-8.3 t.

Dopo aver raggiunto la pressione corrispondente a 8.3 t nei trefoli di acciaio che interessano per l'intera lunghezza i tiranti dei telai 3, 4, 5, 6, 7, si è provveduto al bloccaggio definitivo dei trefoli. Infine sono stati messi in forza con la stessa pressione corrispondente a 8.3 t i trefoli integrativi previsti ai due livelli superiori dei telai 3, 6, e 7.

Gli spostamenti misurati dai 4 trasduttori e con l'autolivello sono stati diagrammati in funzione del carico per i 4 cicli di carico della tesatura definitiva.

In particolare in fig. 4 sono riportati rispettivamente gli anda-

III loading condition; prestressing load: 0-3-7.1-3-0 t

IV loading condition; prestressing load: 0-4-8.3 t.

The final force in the steel cables running the total length of the tie-beams was 8.3 t. Subsequently, the cables located in the two highest levels were stretched with the same force of 8.3 t. The displacements measured by the four transducers and the optical level were plotted in accordance with the force corresponding to the four load cycles of the final operation.

Fig. 4 shows the relationship for pressure P (bar) versus vertical displacement v (mm) given by the four transducers located below the tie-beams of frames 4 and 5.

The results obtained during these final loading and unloading cycles can be briefly summarized as follows:

- a the compression stress values measured by the strain-gauges ranged between 40 and 50 Nmm<sup>2</sup>, in agreement with the theoretical forecasts;
- b the diagrams of the vertical displacements, measured by the transducers as the pressure increases, were almost linear in every loading and unloading cycle (see fig. 4);
- c the mean values of vertical displacements measured with the optical level (fig. 6) confirmed the same values obtained with the transducers (fig. 5).

The final observations on the results were as follows:

- the compression imposed on the tie-beams by the prestressing cables substantially reduced the pre-existing tension stress state caused by the vertical loads;
- the stress values caused by the tension cables are coherent with the design hypotheses and the calculation output;
- the overall behaviour of the structure during the application of the prestressing loads was globally linear;
- the values of the displacements measured were significantly lower than the numerical forecasts;
- the result of the strain-gauges in many cases was probably non linear due to local redistribution effects.

## 10. OPERATIONS ON THE FLOOR STRUCTURES

The need to completely reconstruct the floor at first level made it possible to improve the static behaviour of the horizontal structure (photo 29), by producing a new reinforced concrete slab. This slab, which cooperates with the steel beams through suitable shear connectors Ø 8 (photo 30), made it possible to satisfy the following requirements:

- an increase in the load bearing capacity of all the elements forming the floor structure;
- better distribution of the concentrated loads;

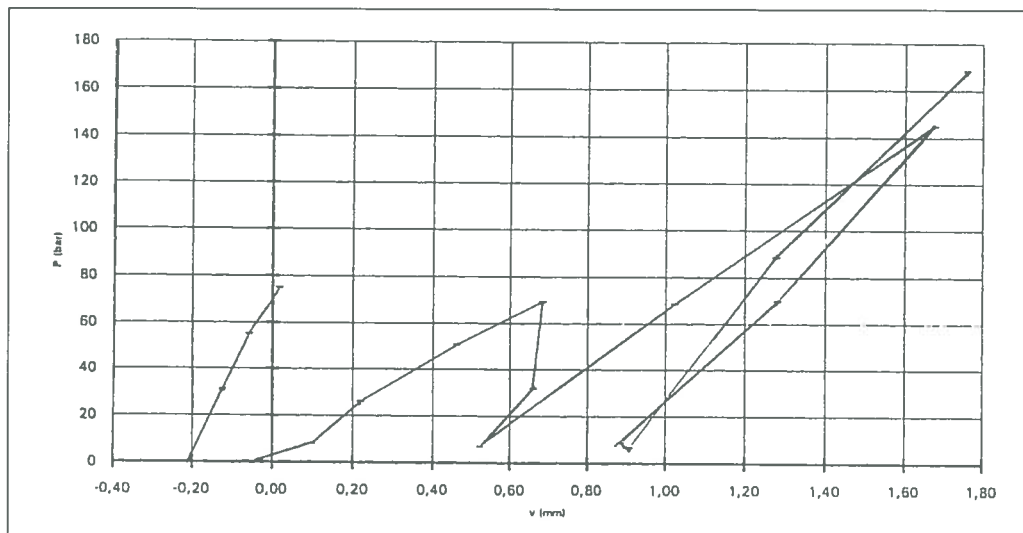


Fig. 5 - Diagramma pressione-spostamenti verticali misurati mediante i trasduttori (valori medi).

Fig. 5 - Diagram of pression versus vertical displacements, measured by transducers (average values).

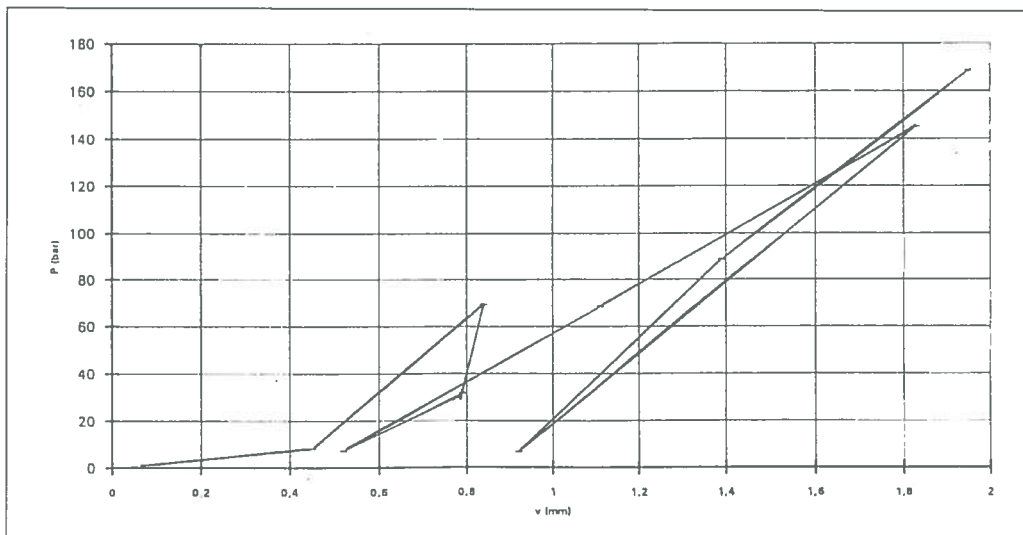


Fig. 6 - Diagramma pressione-spostamenti verticali misurati con metodo ottico (valori medi).

Fig. 6 - Diagram of pression versus vertical displacements, measured by optical method (average values).

menti pressione P (bar) - spostamento verticale v (mm) relativi alle misure eseguite con 4 trasduttori collocati al di sotto dei tiranti dei telai 4 e 5.

I risultati ottenuti durante questi cicli finali di carico e scarico possono sinteticamente riassumersi attraverso i seguenti punti:

- i valori delle tensioni finali di compressione ricavate dagli estensimetri sono compresi fra 40 e 50 Nmm<sup>-2</sup>, coerentemente con le previsioni teoriche;
- i diagrammi degli spostamenti verticali forniti dai 4 trasduttori al crescere della pressione sono pressoché lineari per ogni ciclo di carico e scarico, come può osservarsi dalla figura 4;
- i valori medi degli spostamenti verticali misurati mediante autolivello (fig. 6) ha confermato l'ordine di grandezza dei valori ottenuti dai trasduttori (fig. 5).

Dall'esame complessivo dei risultati si può concludere quanto segue:

- La precompressione imposta ai tiranti è tale da ridurre sostanzialmente il preesistente regime di trazione dovuto ai carichi presenti all'atto della tesatura dei trefoli.
- L'ordine di grandezza dei valori misurati per lo stato tensionale indotto dalla precompressione è coerente con le ipotesi di progetto, che prevedono l'introduzione di una lieve compressione nei soli tiranti meno sollecitati dai carichi verticali.
- Il comportamento della struttura durante le fasi di applicazione dei carichi di precompressione è stato globalmente

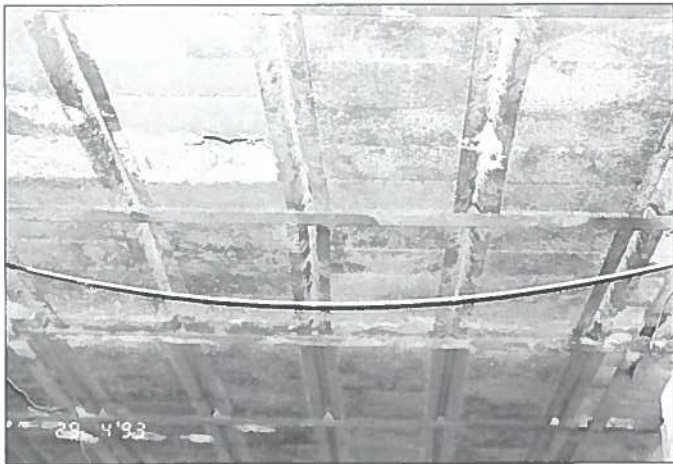
- reduction in the deflection under the static serviceability loads;
- elimination of the vibrations due to traffic loads;
- the creation of a diaphragm effect, very useful in earthquake conditions.

The new slab has a thickness of 6 cm, but in the area between frames 2 and 3 it was necessary to use a filling of polystyrene with an average thickness of 15 cm to compensate for the difference in level (photo 31).

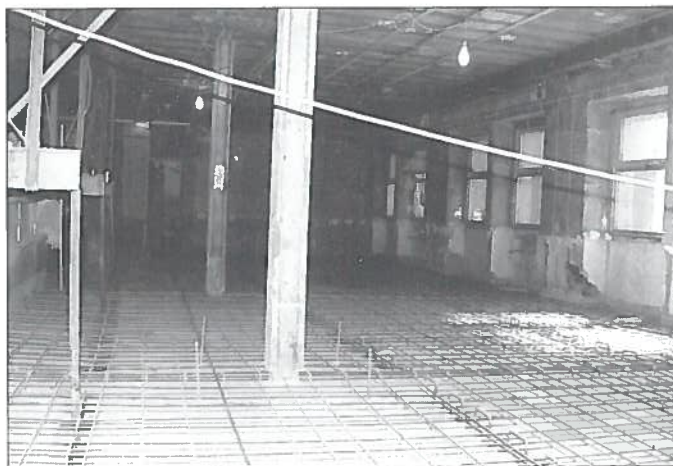
In the roofing area between frames 1 and 3, the position of the stiffened plates was obtained by moving the supports of the two beams which sustain the air conditioning installation. This problem was solved by introducing a large steel cantilever (photo 32).

The load bearing capacity of the horizontal structures of the intermediate floors had to be increased.

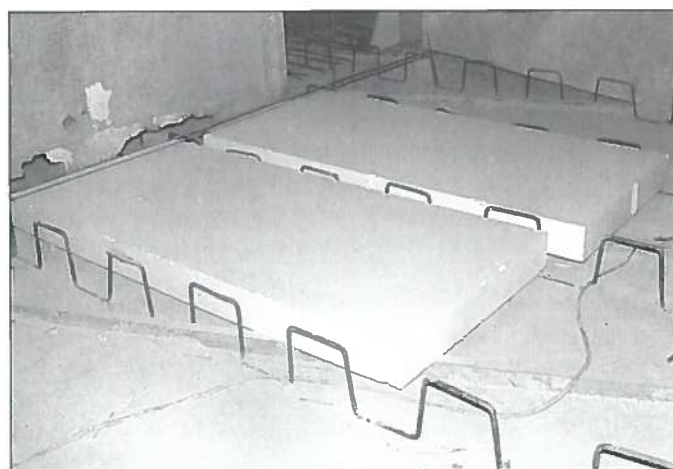
In the area between frames 2 and 3 with 5.75 m of span, the strengthening operation took place made by increasing the double T section modulus by means of steel profiles, U shaped and welded to the bottom flange of the existing beams (photo 33 and 34). This gave a live load of 3.500 Nmm<sup>-2</sup>, in accordance with the requirements for offices.



29. Vista dal basso della struttura di un impalcato costituito da travi secondarie in profilo I 180 ed elementi terziari con profilo a V rovescio.  
29. Bottom view of the floor structure made of secondary I 180 beams integrated by V elements.



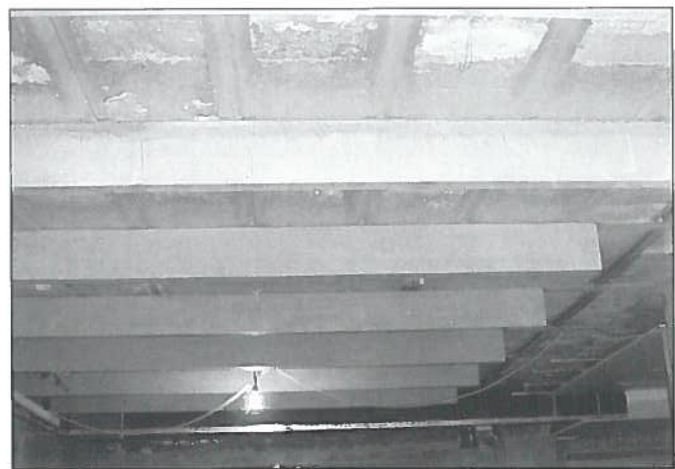
30. Disposizione delle armature (ferri longitudinali e connettori) prima del getto di conglomerato cementizio costituente soletta collaborante con il sottostante impalcato di acciaio.  
30. Set-up of reinforcements (longitudinal bars and connectors) before casting the reinforced concrete, which acts as collaborating deck above the steel floor structure.



31. Riempimento mediante blocchi di polistirolo per innalzare la quota della soletta collaborante; sono visibili i connettori a greca.  
31. The filling of polystyrene blocks for lifting the level of the collaborating deck; the shear connectors are also shown.



32. Mensola in acciaio per trasferire il carico dell'impianto di condizionamento al montante della capriata, compensando l'eccentricità prodotta dal nuovo appoggio superiore.  
32. Steel cantilever for transferring the load of the air conditioning installation to the vertical member of the truss, by compensating the eccentricity due to the new upper support.



33. Vista longitudinale dei profili di rinforzo saldati al di sotto dell'ala inferiore delle travi secondarie d'impalcato.  
33. Longitudinal view of the steel reinforcing profiles welded to the bottom flange of the secondary floor beams.



lineare, come viene dimostrato dai valori degli spostamenti e dal loro andamento.

- I valori degli spostamenti sono risultati significativamente inferiori rispetto ai valori calcolati numericamente.
- Non lineare invece è stata la risposta degli estensimetri che ha denunciato la presenza di trazioni residue, probabilmente dovute a ridistribuzioni locali.

## 10. INTERVENTI SUGLI IMPALCATI

La necessità di rifare completamente la pavimentazione del primo impalcato ha aperto la possibilità di migliorare il comportamento statico della struttura orizzontale (foto 29), realizzando una nuova soletta in c.a..

Questa soletta, che collabora con le travi di acciaio mediante appositi connettori a taglio Ø 8 a forma di greca (foto 30) ha consentito di ottenere contemporaneamente i seguenti risultati:

- aumento della capacità portante complessiva di tutti gli elementi costituenti l'impalcato;
- possibilità di ripartire l'eventuale presenza di carichi concentrati;
- riduzione sensibile della freccia sotto carichi statici;
- eliminazione degli effetti dovuti alle vibrazioni indotte dal carico stradale;
- realizzare un effetto di diaframma molto utile sotto l'aspetto sismico.

La nuova soletta ha ovunque spessore di 6 cm; nella zona fra i telai 2 e 3 la presenza di una depressione ha richiesto l'impiego di un riempimento intermedio in polistirolo con spessore medio di 15 cm, avente lo scopo di riportare la nuova soletta superiore alla stessa quota prevista per tutto l'impalcato, senza l'impiego di riempimento con materiali pesanti (foto 31).

Nella zona di copertura fra i telai 1 e 3 è stato inoltre necessario spostare l'appoggio delle due travi a sostegno dell'impianto di condizionamento per poter ubicare le piastre di ancoraggio superiori per i tiranti del telaio 3. Il problema è stato risolto aumentando la sezione del montante della capriata mediante apposito mensolone in acciaio (foto 32).

I solai dei piani intermedi sono stati sottoposti a verifica di resistenza, che ha mostrato la necessità di integrare la capacità portante delle travi secondarie nella campata con luce di 5.75 m compresa fra i telai 2 e 3. L'intervento di rinforzo è stato effettuato integrando opportunamente il modulo di resistenza della sezione a doppio T originaria; ciò si è ottenuto saldando un profilato integrativo a forma di U all'intradosso dell'ala inferiore del profilato a doppio T esistente (foto 33 e 34). In tal modo si è ottenuto un sovraccarico utile di 3500 Nmm<sup>-2</sup> in perfetto accordo con le funzioni svolte negli uffici.

## 11. CONCLUSIONI

Le pessime condizioni della struttura in acciaio hanno richiesto un drastico intervento di consolidamento, che è stato concepito nel rispetto del principio informatore di minimizzare sia il costo che il disagio causato da tali operazioni, consentendo alla banca di continuare a funzionare. Il sistema di consolidamento è stato progettato allo scopo di aumentare la capacità portante sia della struttura nel suo insieme sia delle singole membrature, assumendo un minimo livello di affidabilità compatibile con i moderni principi di sicurezza. Si può osservare che questa struttura è stata la prima del suo genere cinquant'anni fa; oggi si è convinti che anche questo sistema di consolidamento basato su cavi di precompressione possa essere considerato completamente nuovo, perché adattato ad una situazione del tutto particolare che è molto raro trovare nella pratica costruttiva.



34. Vista laterale dei profili di rinforzo saldati al di sotto dell'ala inferiore delle travi secondarie d'impalcato.

34. Lateral view of the steel profiles welded to the bottom flange of the secondary floor beams.

## 11. CONCLUSIONS

The very poor conditions of the steel structure required a drastic consolidation operation, which was conceived in line with the basic principle of minimising the cost and inconvenience of such operations, allowing the bank to continue operating.

The consolidation system have been designed in order to increase the load carrying capacity of the structure as a whole and its single component parts, by assuming a minimum level of reliability in line with modern safety principles.

We can see that this structure was the first of its kind fifty years ago; today we are convinced that this consolidation system based on prestressing cables may also be considered completely new, as it is adapted to a special structural situation which is very rarely found in the constructional practice.

## BIBLIOGRAFIA / REFERENCES

- [1] M. LICCIOLI: "Relazione sulla costruzione del nuovo palazzo in Napoli via S. Brigida di proprietà della Banca Immobiliare Italiana", presso archivio Deutsche Bank, Milano, 1981.
- [2] M. LICCIOLI & A. BERNINI: "La nuova sede di Napoli della Banca d'America e d'Italia", Architetti, n. 21, 22, 1985.
- [3] F. M. MAZZOLANI & S. MAZZOLANI: "Structural retrofitting of the Deutsche Bank building in Naples", Atti delle Giornate Italiane della Costruzione in Acciaio C.T.A., Riva del Garda, 15/17 ottobre 1995.

**PROGETTAZIONE ED ESECUZIONE / DESIGN AND EXECUTION**

**Progettazione e direzione lavori / Design and Management**  
Studio Tecnico Mazzolani & Associati - Napoli

**Impresa appaltatrice / General contractor**  
Impresa Gennaro Gamardella sas - Napoli

**Carpenteria metallica / Steelworks**  
GI. AN. BI Carpenterie Metalliche srl - Pomigliano d'Arco (Napoli)

**Cavi di pretensionamento / Pretensioning cables**  
Novatecno srl - Caivano (Napoli)

**Sperimentazione / Testing**  
Laspem, Laboratorio Sperimentale Molisano - Isernia

**Prove non distruttive / Non destructive tests**  
Testing srl - Napoli



## Premio per il miglior articolo tecnico-descrittivo

Viene bandito il Premio Annuale ACAI di L. 1.000.000 per l'Autore del miglior articolo tecnico-descrittivo di un'opera realizzata con strutture di acciaio, pubblicato nella Rivista "Costruzioni Metalliche"

### REGOLAMENTO

1. Oggetto dell'articolo dovranno essere opere ubicate in Italia o all'estero, aventi struttura portante in acciaio, progettate e/o costruite in Italia.
2. La scelta non si baserà sulla importanza e complessità dell'opera descritta, ma sulle modalità della descrizione.
3. Saranno particolarmente considerate:
  - a) le descrizioni tecniche che, oltre ad illustrare sommariamente l'opera nel suo complesso funzionale ed architettonico ed oltre a precisare lo schema statico adottato spiegandone le ragioni, presenteranno (con disegni) i principali particolari costruttivi ed i criteri della loro scelta rispetto ad altre soluzioni possibili;
  - b) la descrizione dei particolari di collegamento tra la struttura metallica ed opere di altra natura (ad esempio vani scale in c.a.);
  - c) la precisazione, per gli edifici, del tipo di protezione antincendio adottata e, per tutte le strutture, la precisazione del tipo di protezione adottata contro la corrosione;
  - d) indicazioni sui sistemi di lavorazione in officina, sui controlli di qualità, sulle modalità ed i mezzi impiegati per il montaggio in opera, sul collaudo finale;
  - e) dati sui pesi della struttura metallica, eventualmente divisi per tipologie strutturali;
  - f) cenni sulle ragioni della scelta dei materiali impiegati nella realizzazione delle opere complementari (solai, pareti, coperture, ecc.);
  - g) indicazioni sui costi (ad esempio incidenza del costo della protezione antincendio sul costo totale, incidenza del costo della struttura sul costo dell'opera completa, ecc.);
  - h) descrizione dei vantaggi dovuti all'adozione della struttura metallica per quanto riguarda i tempi di costruzione, la semplicità di applicazione di componenti complementari, gli ingombri in pianta delle colonne, ecc.
4. La descrizione dovrà essere corredata da foto e da disegni di assieme e di particolari costruttivi.
5. La scelta dell'articolo vincitore verrà effettuata tra quelli pubblicati nei sei numeri della Rivista stampati nel 1996.
6. La Giuria sarà costituita dal Presidente e da due Vice Presidenti della ACAI, dal Presidente del C.T.A. e dal Direttore Responsabile della Rivista.
7. La proclamazione dell'articolo vincitore avverrà entro giugno 1997.