



# CITTA' DI PALERMO

LAVORI DI CONSOLIDAMENTO STRUTTURALE DELLA PALESTRA  
ANNESSA AL PLESSO SCOLASTICO "L. SCIASCIA"

VIA DE GOBBIS N° 13 PALERMO

Progettisti e D.L.:

Ing. Alfonso Cusmano

ing. Calogero Piazza

Elaborato:

Consolidamento strutturale:  
Relazione di calcolo

Visti

L'Impresa

Tav.

ST.02

Scala:

Data

Archivio

C:\..\sciascia\pro-terra

## **1. Premesse ed oggetto.**

La presente relazione di calcolo riguarda il progetto di consolidamento strutturale della palestra del plesso scolastico "L. Sciascia" sito a Palermo in via De Goggis n° 13.

L'intervento rientra nell'ambito dei "Lavori di manutenzione straordinaria per l'adeguamento alle norme di sicurezza, igiene ed agibilità del plesso" per i quali i sottoscritti professionisti sono stati incaricati dal Comune di Palermo in qualità di progettisti e direttori dei lavori.

Nel prosieguo, dopo un breve riassunto degli avvenimenti ed una descrizione dettagliata delle strutture della palestra, si riportano i calcoli e le verifiche dello stato attuale e di progetto.

Per tutte le considerazioni di carattere geotecnico si rimanda ad apposita relazione sulle fondazioni a firma dei sottoscritti.

## **2. Generalità.**

Nel corso dei lavori appaltati all'impresa ING. ERCOLANI s.r.l., a seguito della dismissione del controsoffitto ligneo della palestra, la D.L. constatava immediatamente che tutte le travi portanti in acciaio, a sostegno del solaio di copertura, presentavano una vistosa freccia in mezzeria.

A seguito di alcuni saggi predisposti sulle pareti rilevava inoltre una eccessiva snellezza delle colonne portanti principali e la completa assenza di controventi verticali.

Per quanto sopra la D.L. riteneva indispensabile sospendere i lavori all'interno della palestra e trasmettere le proprie osservazioni all'Ufficio Autonomo Edilizia Scolastica ed all'ing. Capo Gaspare Russo.

Dopo accurati rilievi strutturali, indagini sui materiali ed una consulenza personale del Prof. ing. Nunzio Scibilia all'ing. Attilio Carioti, allora Dirigente del Servizio, emergeva la necessità di redigere una perizia di variante e suppletiva che comprendesse i necessari interventi di consolidamento delle strutture della palestra.

Si fa presente che Codesto Ufficio in data 11/10/2002, Prot. 15208, rilasciava un primo Nulla Osta relativo al nuovo locale tecnico, limitrofo alla palestra, ed al corpo ascensore con annessa scala di sicurezza esterna.

### **3. Descrizione della palestra.**

La palestra in oggetto, realizzata nei primi anni '70, ha forma rettangolare con dimensioni in pianta 12,00x24,00 per un'altezza in copertura di circa 7,00 m.

Su due lati risulta confinante con il corpo principale del plesso scolastico.

La struttura in elevazione è realizzata con telai in acciaio che sostengono una copertura piana, non preticabile, costituita da cinque campi di solaio latero-cementizio (altezza  $H = 16 + 4$  cm) con orditura disposta in direzione longitudinale.

I telai trasversali intermedi, in numero di quattro, sono realizzati con colonne HEB 180, poste ad interasse di 12,00 m in direzione trasversale e di 4,80 m in direzione longitudinale, che sorreggono travi IPE 550 irrigidite mediante 22 fazzoletti saldati ortogonalmente all'anima per prevenire fenomeni di instabilità locale. Dette travi sono state realizzate in due pezzi e risultano saldate in prossimità della mezzeria.

L'unione delle travi alle colonne è realizzata per mezzo di una coppia di bulloni M14 di collegamento tra l'ala inferiore della trave ed una piastra saldata alla testa delle colonne. Sono inoltre presenti delle costole triangolari, in lamiera di spessore 14 mm, saldate alla testa delle colonne ma non all'ala inferiore delle suddette IPE 550.

La presenza dei bulloni e delle costole garantiscono un collegamento ad incastro tra colonne e travi principali.

I due telai di testata sono realizzati con colonne HEB 120 formanti tre campate, una centrale di 4,80 m e due laterali di 3,60 m. Tali colonne risultano collegate, in testa ed a quota +4,20 m dalle fondazioni, con travi in profili HEB 140.

I telai longitudinali sono realizzati con colonne di estremità HEB 120 e colonne intermedie principali HEB 180 a formare cinque campate di 4,80 m. Al centro di tali campate sono presenti ulteriori colonne secondarie HEB 120, le quali non si sviluppano per tutta l'altezza della palestra ma hanno un'altezza pari a 3,25 / 3,93 m dalle fondazioni. Tali colonne intermedie sono collegate in testa alle colonne principali mediante profili HEB 140.

Le travi di coronamento longitudinali sono costituite da profili HEB 140 disassate verso l'esterno di 9 cm rispetto asse alle colonne.

Il collegamento delle colonne principali alle fondazioni è realizzato con piastre di base 370x370 mm, di spessore 15 mm, irrigidite con fazzoletti di spessore 14 mm, ancorate al calcestruzzo mediante quattro tirafondi  $\phi$  28 mm.

Le fondazioni sono realizzate con travi rovesce 30x110x70 cm, per i telai longitudinali e di testata, e con travi trasversali interne, ad interasse di 4,80 m, a sezione rettangolare 30 x 90 cm.

In allegato si riporta una documentazione fotografica. Per ulteriori dettagli si rimanda agli elaborati grafici.

#### **4. Caratteristiche dei materiali.**

I materiali posti alla base delle verifiche dello stato attuale e quelli previsti nel progetto sono:

- calcestruzzo in fondazione classe Rck 200;

tensione ammissibile  $\sigma_{c adm} = 72,50 \text{ daN/cm}^2$

- acciaio per carpenteria tipo Fe360B laminato a caldo (dei profilati esistenti);

tensione ammissibile  $\sigma_{acc adm} = 1600 \text{ daN/cm}^2$

- acciaio per carpenteria tipo Fe430B laminato a caldo (dei nuovi profilati previsti in progetto);

tensione ammissibile  $\sigma_{acc adm} = 1900 \text{ daN/cm}^2$

- viti classe 8.8 e dadi classe 6S;

tensione ammissibile  $\sigma_{B adm} = 3730 \text{ daN/cm}^2$  ;  $\tau_{B adm} = 2640 \text{ daN/cm}^2$

- saldature classe II;

tensione ammissibile  $\sigma_{adm} = 0,85 \times \sigma_{acc,adm} = 1360 \text{ daN/cm}^2$ .

#### **5. Normativa di riferimento**

Nel presente progetto strutturale si è fatto riferimento alla normativa di seguito elencata:

##### **5.1. Strutture**

= Legge 5 Novembre 1971 n. 1086;

= D.M. 14 Febbraio 1992;

= D.M. Min. LL.PP. 9 Gennaio 1996;

= Circ. Min. LL.PP. 15 Ottobre 1996 n. 252;

= CNR-UNI 10011 Giugno 1988;

### **5.2. Sismica**

= Legge 2 Febbraio 1974 n. 64;

= D.M. Min. LL.PP. 16 Gennaio 1996;

= Circ. Min. LL.PP. 10 Aprile 1977 n. 65;

### **5.3. Carichi e sovraccarichi**

= D.M. Min. LL.PP. 16 Gennaio 1996;

= Circ. Min. LL.PP. 4 Luglio 1996 n. 156.

## **6. Le azioni sulla struttura.**

I carichi che si sono considerati agenti sulla struttura sono:

- i pesi propri degli elementi strutturali;
- i carichi permanenti;
- il sovraccarico accidentale in copertura;
- le azioni sismiche;
- le spinte relative al vento (non in contemporanea con il sisma);
- il carico termico.

Come sovraccarico accidentale sulla copertura non praticabile si è considerato il valore imposto dal D.M. 18/12/1975 "Norme tecniche per l'edilizia scolastica" pari a  $150 \text{ daN/m}^2$  risultando questo superiore al valore di  $60 \text{ daN/m}^2$ , corrispondente al carico di neve, che il D.M. 16/01/96 consentirebbe di adottare.

Per il calcolo delle forze sismiche è stata eseguita un'analisi statica equivalente applicando i seguenti coefficienti:

- coefficiente di intensità sismica  $C = 0,07$
- coefficiente di fondazione  $\varepsilon = 1$
- coefficiente di struttura  $\beta = 1$
- coefficiente di protezione  $I = 1,2$

coefficiente di riduzione del sovraccarico accid.  $s = 0,33$ .

Si fa rilevare che all'epoca della realizzazione del plesso era già vigente in materia sismica la Legge n° 1684 del 21/3/1969.

Per il carico termico si è considerato un valore di  $\Delta T = \pm 15 \text{ }^\circ\text{C}$ , in quanto le strutture risultano essere protette da pannelli perimetrali esterni in c.c.a. o gesso e dalla copertura latero-cementizia.

La spinta del vento è analizzata più in dettaglio nel paragrafo che segue.

## 6.1.

### Spinta del vento.

Con riferimento alle citate norme sui carichi e sopraccarichi, la pressione del vento su di una superficie è data dall'espressione:

$$p = q_{ref} \times c_e \times c_p \times c_d$$

dove:

- $q_{ref}$  è la pressione cinetica di riferimento che vale:  $v_{ref}^2/1.6$  dove  $v_{ref}$  è la velocità di riferimento del vento che nel caso in cui

$a_s \leq a_0 = 500$  m (Sicilia) questa vale:

$v_{ref} = v_{ref,0} = 28$  m/sec si ottiene quindi:

$$q_{ref} = 490,00 \text{ N/m}^2$$

- $c_e$  è il coefficiente di esposizione e per  $z \geq z_{min}$  è dato dalla seguente:

$$c_e(z) = k_r^2 \times c_t \times \ln(z/z_0) \times [7 + c_t \times \ln(z/z_0)]$$

in cui  $k_r$ ,  $z_0$ ,  $z_{min}$ , dipendono dalle caratteristiche del sito in cui sorge la costruzione. Nel caso in esame (Zona 4, distanza inferiore a 10 Km dalla costa, classe di rugosità B, categoria di esposizione III ed altezza dell'edificio m 7,00) valgono rispettivamente  $k_r = 0,20$ ,  $z_0 = 0,10$  m e  $z_{min} = 5,00$  m.

Il coefficiente di topografia  $c_t$ , nel caso in esame vale 1 mentre il valore del coefficiente di esposizione vale  $c_e = 1,91$ .

- $c_d$  è il coefficiente dinamico che, nel caso in esame vale 1;
- $c_p$  è il coefficiente di forma.

Per i valori del coefficiente di forma, si è fatto riferimento agli schemi di fig. C.7.7. della circolare n°156 del 04/07/1996 per le strutture stagne ottenendo:

$c_{p,e} = +0,8$  pressione esterna per parete sopravvento;

$c_{p,e} = -0,4$  pressione esterna per parete sottovento.

## 6.2. Analisi dei carichi permanenti.

### 6.2.1 Analisi dei carichi permanenti in copertura (stato di fatto).

- peso solaio (H =16+4 cm)	250,00 daN/m <sup>2</sup>
- peso massetto delle pendenze	<u>150,00 daN/m<sup>2</sup></u>
Totale	400,00 daN/m <sup>2</sup>

### 6.2.2 Analisi dei carichi permanenti in copertura (progetto).

- peso solaio (H =16+4 cm)	250,00 daN/m <sup>2</sup>
- peso nuovo massetto alleggerito (800 daN/m <sup>3</sup> )	<u>65,00 daN/m<sup>2</sup></u>
Totale	315,00 daN/m <sup>2</sup>

### 6.2.3 Analisi dei carichi permanenti dei pannelli perimetrali.

- peso pannelli in c.c.a. prefabbricati (s = 15 cm)	340,00 daN/m <sup>2</sup>
- peso pannelli di gesso (s = 6 cm)	72,00 daN/m <sup>2</sup>

## **7. Casi di carico.**

I carichi elementari precedentemente descritti sono stati combinati nella maniera più svantaggiosa sia in termini di stato tensionale massimo che in termini di deformazione massima di esercizio. Di seguito si riporta l'elenco dei casi di carico considerati sia nel calcolo di verifica dello stato attuale della struttura, che nel calcolo di progetto con gli interventi di consolidamento apportati.

### **Stato di fatto:**

Caso 1: Peso struttura in elevazione + Peso struttura di fondazione + Carichi permanenti;

Caso 2: Caso 1 + Carico accidentale;

Caso 3: Caso 2 + Vento in direzione (X);

Caso 4: C aso 2 + Vento in direzione (Y);

Caso 5: Caso 2 +  $\Delta T$ ;

Caso 6: Caso 2 + Sisma X;

Caso 7: Caso 2 + Sisma Y.

### **Progetto:**

Caso 1: Peso struttura in elevazione + Peso struttura di fondazione + Carichi permanenti;

Caso 2: Peso struttura in elevazione + Peso struttura di fondazione + Carichi permanenti escluso il massetto delle pendenze;

Caso 3: Caso 2 + Pretensione dei tiranti in copertura (barre dywidag DN 32 mm);

Caso 4: Caso 3 + Carico permanente dovuto al nuovo massetto alleggerito;

Caso 5: Caso 4 + Carico accidentale;

Caso 6: Caso 5 + Vento in direzione (X);

Caso 7: Caso 5 + Vento in direzione (Y);

Caso 8: Caso 5 +  $\Delta T$ ;

Caso 9: Caso 5 + Sisma X;

Caso 10: Caso 5 + Sisma Y.

Si fa presente che la pretensione dei tiranti è stata schematizzata applicando ai soli tiranti un carico termico negativo pari a  $-140\text{ }^{\circ}\text{C}$ .

#### **8. Individuazione del codice di calcolo.**

Il calcolo della struttura è stato eseguito utilizzando il programma DolmenWin ver. 3.7 della CDM DOLMEN S.r.l. di Torino, Corso Inghilterra n° 43.

DolmenWin permette, anche, di effettuare l'analisi elastica lineare di strutture tridimensionali con nodi a sei gradi di libertà utilizzando un solutore ad elementi finiti. Gli elementi considerati sono elementi trave, con eventuali svincoli interni o rotazione attorno al proprio asse, ed elementi guscio, sia rettangolare sia triangolare, avente comportamento di membrana e di piastra. I carichi possono essere applicati sia ai nodi, come forze o coppie concentrate, sia sulle travi, come forze distribuite, trapezie, concentrate, come coppie e come distorsioni termiche. I vincoli sono forniti tramite le sei costanti di rigidezza elastica.

I controventi sono stati considerati come semplici tiranti, incapaci quindi di reagire a sforzi di compressione.

Tutte le travi di collegamento in profilati HEB140, fatta eccezione per quelle poste a coronamento dei telai di testata, sono state ipotizzate incernierate alle colonne di estremità.

I materiali costituenti la struttura sono considerati elastici e con comportamento lineare. Le loro caratteristiche sono specificate nel tabulato di calcolo.

Le analisi strutturali condotte sono statiche in regime lineare. Il metodo di calcolo è agli elementi finiti.

#### **9. Criteri di analisi della sicurezza.**

Con riferimento alle normative precedentemente citate, le strutture in oggetto sono state verificate per quanto riguarda la verifica di resistenza e la verifica di deformabilità.

Le aste sono state calcolate e verificate secondo gli usuali metodi della Scienza delle Costruzioni e con il metodo delle tensioni ammissibili.

#### **10. Risultati dei calcoli e delle verifiche.**

Il calcolo è stato eseguito una prima volta considerando la struttura allo stato



attuale ed individuando le aste sollecitate oltre i limiti imposti dalla normativa. In particolare si è riscontrato uno stato tensionale ed una deformazione eccessiva sulle travi di copertura.

Il calcolo è stato eseguito una seconda volta dopo aver introdotti nel modello i nuovi interventi di consolidamento.

Di seguito si riporta il confronto dei risultati, in termini di deformazione, in corrispondenza delle travi di copertura IPE550.

Nel Caso 1 dello stato di fatto risulta una freccia nella mezzeria delle travi IPE 550 pari a circa 3,15 cm. Tale valore diventa 4,22 cm in presenza di carichi accidentali in copertura.

Nel Caso 2 di progetto (demolizione del massetto delle pendenze), la freccia residua diventa 1,66 cm.

Nel Caso 3 (pretensionamento dei tiranti) tale freccia viene praticamente annullata. Una volta realizzato il nuovo massetto alleggerito la nuova freccia raggiunge un valore pari a 0,46 cm che in presenza di carichi accidentali diventa 1,30 cm.

Tale valore rappresenta la massima freccia teorica in presenza degli interventi di consolidamento e risulta circa 3,00 cm inferiore a quella teorica attuale.

Per quanto riguarda il valore del tiro da applicare alla coppia di barre dywidag, per annullare la freccia residua in campata, esso vale circa 470 kN.

In fase esecutiva, tale valore deve essere controllato mediante la misura degli allungamenti delle barre con calibri digitali e la lettura degli innalzamenti delle travi con opportuni strumenti di precisione.

Il modello di calcolo adottato è da ritenersi appropriato in quanto non sono state riscontrate labilità.

Alla presente relazione si allegano i tabulati di calcolo allo stato attuale e di progetto completi di:

- dati di ingresso;
- sollecitazioni nelle aste;
- verifiche di resistenza di tutte le aste;
- spostamenti nodali.

## **11. Interventi di consolidamento.**

Come si è evinto dalla verifica della struttura allo stato attuale, risulta indispensabile prevedere interventi mirati a perseguire i seguenti obiettivi:

- ridurre le eccessive frecce rilevate sulle travi di copertura;
- ridurre sensibilmente la deformabilità dell'intera struttura in occasione di eventi sismici e di vento;
- rinforzare tutti gli elementi che presentano uno stato tensionale che supera i limiti consentiti dalla normativa vigente;
- eliminare eventuali difetti costruttivi, in modo particolare nei nodi di collegamento.

In particolare si prevede:

- l'inserimento sulle travi IPE 550 di coppie di tiranti in barre dywidag (DN 32 mm) da pretendere dopo avere alleggerito la copertura dal carico permanente dovuto al massetto delle pendenze;
- l'inserimento di controventi metallici nei campi centrali dei telai perimetrali, realizzati con tondi da 32 mm;
- il rinforzo delle colonne principali HEB180 mediante la saldatura sull'ala interna di un profilo continuo UPN160;
- il rinforzo delle travi HEB140 a coronamento delle testate mediante la saldatura all'intradosso di un profilo T100 a spigoli tondi;
- la creazione di appoggi scorrevoli alle estremità delle suddette travi di coronamento, in corrispondenza del collegamento con le colonne HEB 120 di spigolo;
- il collegamento alle travi di copertura di tutti i travetti del solaio di copertura mediante piastre di acciaio, spessore 8 mm, barre filettate da 8 mm in acciaio galvanizzato e resina epossidica.

In corso d'opera è indispensabile effettuare controlli a campione dei collegamenti saldati ed in caso di esito negativo effettuare nuovi passaggi utilizzando elettrodi di tipo basico E48.

## **12. Verifiche strutturali.**

Di seguito si riportano le verifiche delle barre in acciaio dywidag, degli appoggi scorrevoli alle estremità delle travi HEB140 di coronamento e dei collegamenti dei nuovi controventi metallici.

### **12.1. Verifica barre dywidag.**

Il massimo sforzo di trazione sulla coppia di barre dywidag, dopo l'avvenuto pretensionamento (Caso 3), si desta nel Caso 8 in presenza di salto termico e vale circa 595 kN. Risulta pertanto:

$$\eta = 2 \times 671 / 595 = 2,25 > 1,75$$

$$\eta = 2 \times 828 / 595 = 2,78 > 2,00$$

essendo  $F_y = 671$  kN il carico di snervamento della singola barra DN 32 mm, e  $F_d = 828$  kN il suo carico di rottura.

Il tasso di lavoro delle barre, rapportato al carico di rottura, è del 36% circa; pertanto eventuali fenomeni di rilassamento (caduta di tensione) sono trascurabili e si verificherebbero certamente dopo il numero di anni di vita media di una struttura.

### 12.2. Verifica saldature appoggi travi HEB 140 di coronamento.

Per svincolare le travi esistenti HEB 140 di copertura dei telai di testata si sono realizzati alle estremità due appoggi con due piastre dello spessore di 10 mm ed altezza  $h = 200$  mm, saldate alle ali della colonna HEB 120 con saldature testa a testa di seconda classe.

Nell'appoggio maggiormente sollecitato si ha uno sforzo di taglio  $T$  pari a 3855 daN concentrato all'estremità della mensola che è larga 200 mm.

Per effetto di questa eccentricità, nella sezione saldata si desta un momento flettente  $M = T \times 20 = 77100$  daNcm il quale, ipotizzando un andamento lineare delle tensioni nella sezione di incastro, può scomporsi in una coppia di forze  $F$  con braccio  $d = (2/3) h$ . La forza  $F$  vale quindi:

$$F = M/d = 5782,50 \text{ daN}$$

Per effetto del taglio  $T$  e della forza  $F$ , nelle saldature si destano una tensione tangenziale  $\tau$  ed una tensione normale alla saldatura  $\sigma_{\perp}$  rispettivamente pari a:

$$\tau = T/2 \times 1 \times 20 = 96,37 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{\perp} = (F/2) \times (4/h) = 578,25 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{id} = (\sigma_{\perp}^2 + 3 \tau^2)^{1/2} = 601,86 \text{ daN/cm}^2 < 0,85 \times 1600 = 1360 \text{ daN/cm}^2$$

### 12.3. Verifica unione dei controventi.

I controventi sono realizzati con tondi  $\phi 30$  in acciaio Fe430B; ognuno di essi è saldato alle estremità, mediante quattro cordoni di saldatura aventi  $h_{gola} = 5$  mm e lunghezza 100 mm, ad una piastra di spessore  $s = 10$  mm. La piastra è a sua volta collegata, mediante due bulloni M 22 classe 8.8, al fazzoletto saldato alle colonne.

Nel controvento più sollecitato si ha uno sforzo di trazione  $N$  pari a 13240,41 daN.

Verifica a taglio nel bullone.

$$\tau_B = N / (n \times n_B \times A_B) = 413,59 / (1 \times 2 \times 3,03) = 2184,88 \text{ daN/cm}^2 < \tau_{B,amm}$$

con ( $n_B$ ) numero di bulloni, ( $n$ ) numero dei piani di contatto ed ( $A_B$ ) area resistente di un bullone M22.

Verifica a rifollamento piastra ( $s = 10\text{mm}$ ).

$$\sigma_{\text{rif}} = N / (1 \times 2 \times 2,2 \times 1) = 3009,18 \text{ daN/cm}^2 < \alpha \sigma_{\text{acc,adm}} = 3800 \text{ daN/cm}^2$$


$$(\alpha = a/d = 2)$$

Verifica cordoni di saldatura.


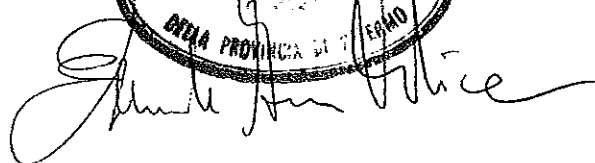
Per i quattro cordoni di saldatura, di lunghezza 10 cm e  $h_{\text{gola}} = 5 \text{ mm}$ , si ha:

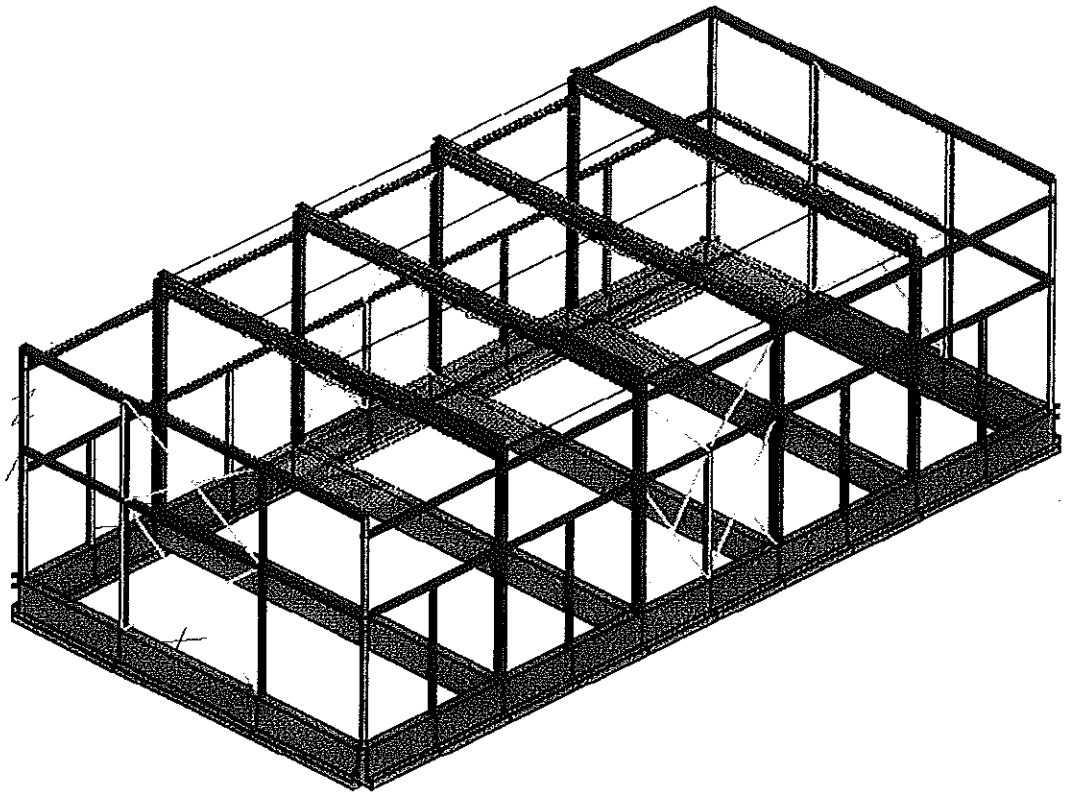
$$\sigma_{\text{sald}} = N / (4 \times 0,5 \times 10) = 662,02 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{\text{adm}} = 0,7 \times \sigma_{\text{acc,adm}}$$

I Progettisti incaricati





Schema strutturale di progetto

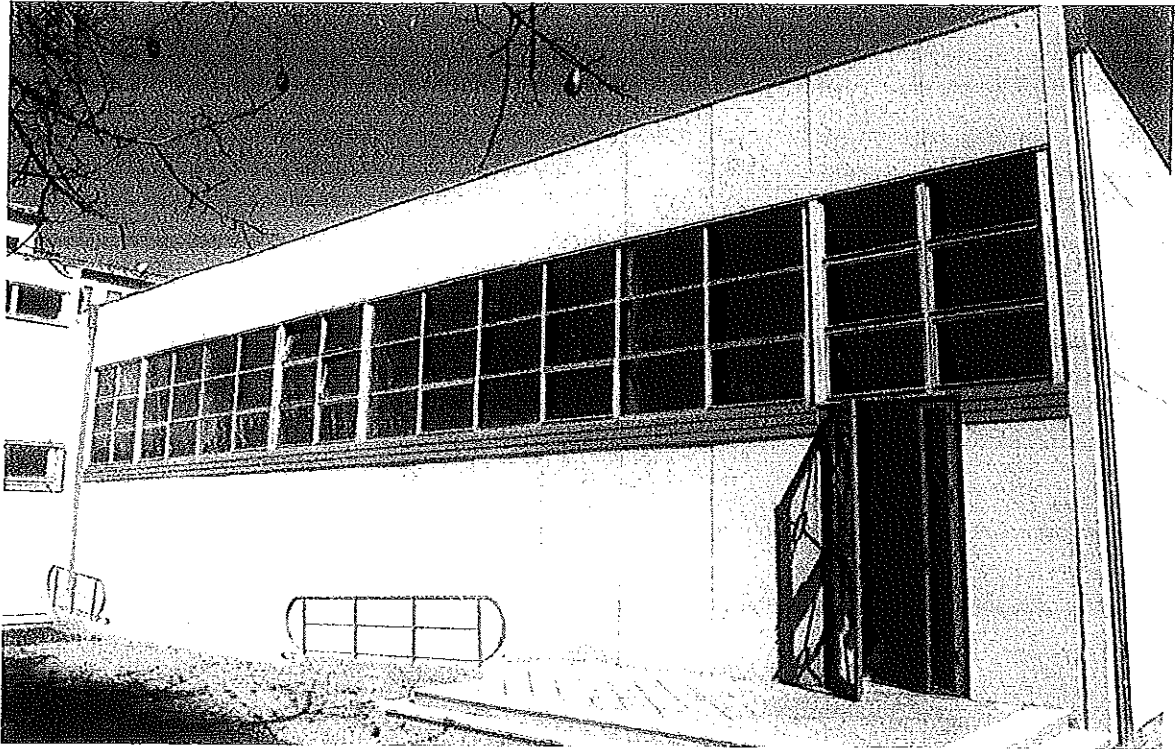


Foto 1

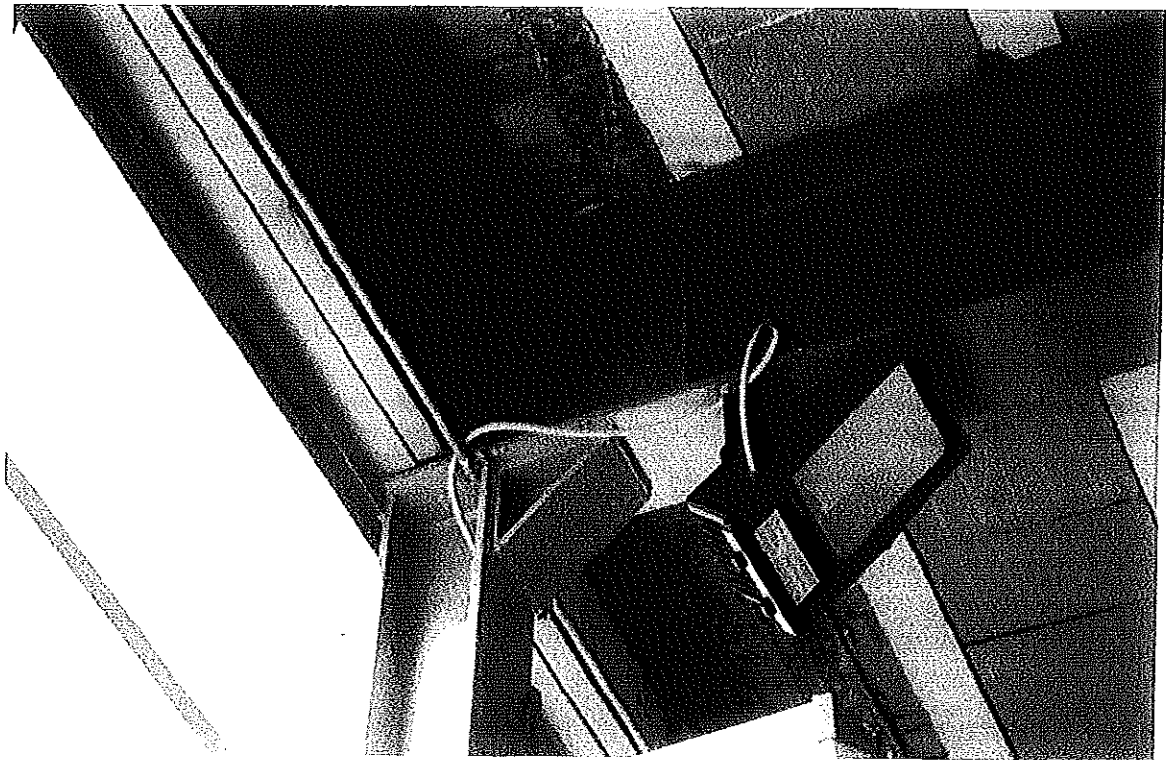


Foto2

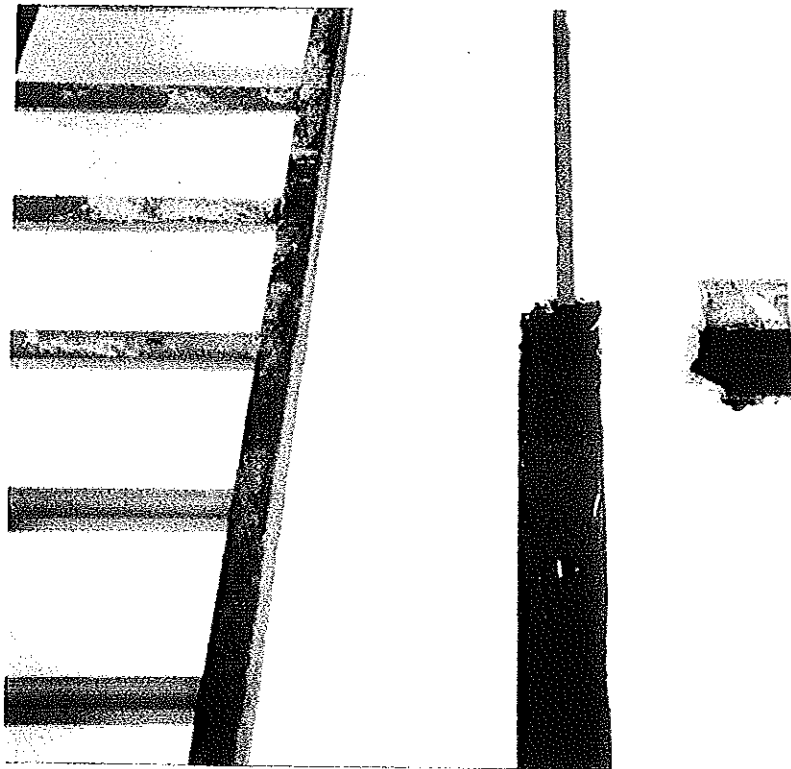


Foto 3



Foto 4

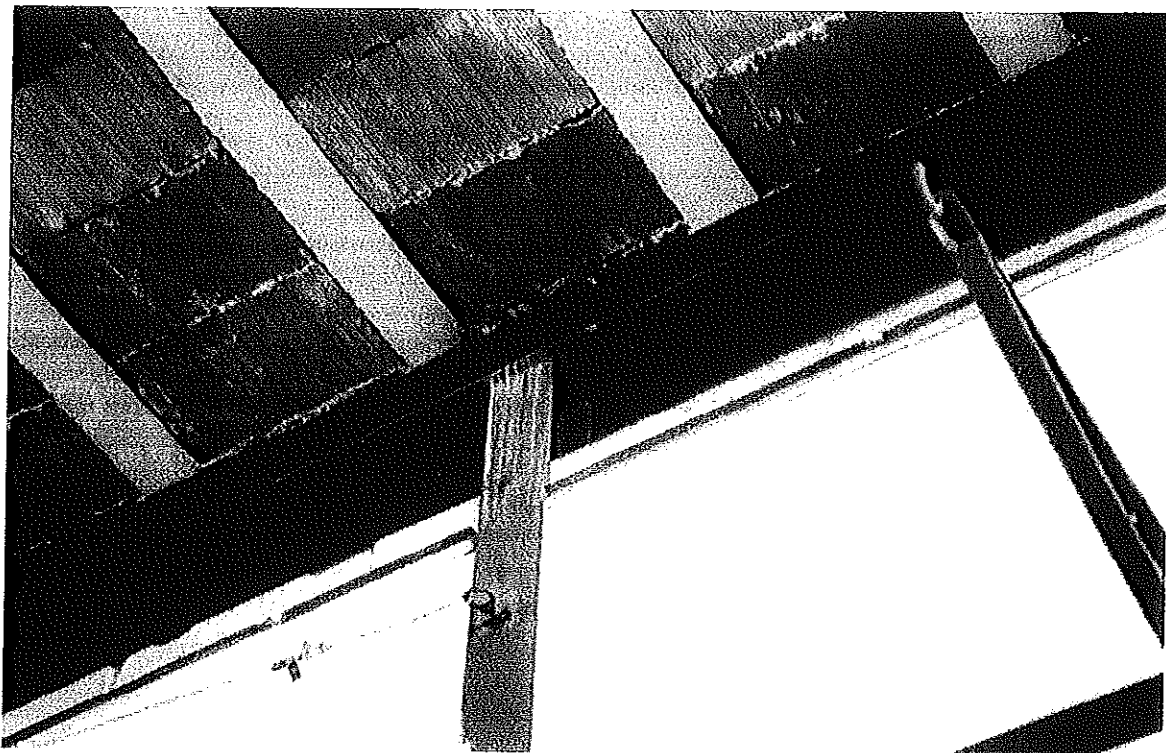


Foto 5