

CITTA' DI TORINO

VARIANTE AL PIANO ESECUTIVO CONVENZIONATO

ai sensi dell'art. 43 della L.R. n. 56/77
del 21/10/2015



Ambito di PRG 8.22
Frejus

Promittente venditore: FONDO CITTA' DI TORINO - FONDO COMUNE DI INVESTIMENTO IMMOBILIARE
SPECULATIVO DI TIPO CHIUSO

PRELIOS - Società di Gestione di Risparmio S.p.A.
- in nome e per conto del "Fondo Città di Torino"
Via Valtellina 15/17 - 20159 Milano (MI)
CF e P.IVA 13465930157


PRELIOS SGR
SOCIETA' DI GESTIONE DEL RISPARMIO S.p.A.
VIA VALTELLINA, 15/17
20159 MILANO
PRELIOS 

Proponente e promissario
acquirente:

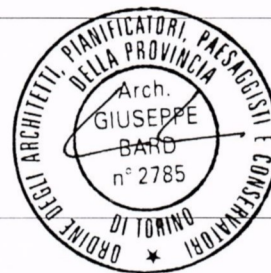
STONEHILL FREJUS SRL
Via Montenapoleone 29 - 10121 Milano (MI)
CF e P.IVA 10272320960


STONEHILL FREJUS SRL
Via Montenapoleone, 29
20121 MILANO
Cod. Fisc. e P.IVA 10272320960


Stonehill.

Progettista e coordinatore
progetto urbanistico:

ARCH. GIUSEPPE BARD
Corso Castelfidardo n. 9 - 10128 Torino (TO)
CF BRDGPP62R02L219M
OAPPC Torino n. 2785



Progettista urbanistico:

ARCH. DANILA VOGHERA
Corso Castelfidardo n. 9 - 10128 Torino (TO)
CF VGHDNL62A48L219Q
OAPPC Torino n. 2802

Professionista incaricato:

ING. FRANCESCO CARBONE
Ordine degli Ingegneri Provincia di Torino n. 5431X
Via Borgone n. 8 - 10093 Collegno (TO)
CF CRBFNC59P17L219A



Tavola:

Titolo:

Data: 08/07/2019

P2

RELAZIONE SULLO STATO DELLE STRUTTURE
FABBRICATO SOGGETTO A TUTELA SP2

Indice

□	Mandato.....	1
□	Relazione	2
□	Conclusioni	4

Allegati

- ALLEGATO A - Reperto fotografico
- ALLEGATO B - Indagini 22 e 23 settembre 2011
- ALLEGATO C - Prova di carico 20 settembre 2004
- ALLEGATO D - Pianta fabbricato da mantenere
- ALLEGATO E - Recupero funzionale dello stabile ex SNIA VISCOSA. Progetto esecutivo – Relazione illustrativa. Marzo 1997
- ALLEGATO F - Recupero funzionale dello stabile ex SNIA VISCOSA. Varianti di opere strutturali – Relazione di verifica statica. Novembre 2000

▪ Mandato

Il sottoscritto Dott. Ing. Francesco Carbone, con studio in Via Borgone n. 8 a Collegno (TO), è stato incaricato dallo Spettabile Architetto Giuseppe Bard con studio in Corso Castelfidardo n.9 a Torino, di valutare le condizioni di conservazione delle strutture in acciaio e c.a. componenti la struttura portante della copertura del "Ex magazzino pezzi finiti" sito lungo via Frejus al civico n.23 fino all'incrocio con via Revello, collocato all'interno dell'area 8.22 e denominato "Fabbricato SP2";



Identificazione e perimetrazione edificio vincolato

A tale scopo il sottoscritto ha eseguito alcuni sopralluoghi al fine di prendere visione dello stato dei luoghi e rilevare la struttura, ha tratto un reperto fotografico, ha esaminato la documentazione fornitagli dallo stesso Architetto Giuseppe Bard ed ottenuta mediante un "accesso agli atti", eseguito presso gli archivi comunali, relativa alle opere eseguite negli anni 2000 e più precisamente : "Recupero funzionale dello stabile ex SNIA VISCOSA fra le vie Frejus, Cesana, Moretta e Revello" – "Progetto esecutivo strutture - Relazione illustrativa" & "Variante di opere strutturali, nonché la relazione allegata al PEC vigente n. 3.1.5 "Ambito di PRG 8.22 – Frejus. Analisi documentaria e approfondimenti sui fabbricati esistenti dichiarati di interesse – indagini strutturali" a firma dell'Ing. Francesco Bollettino, socio dell'Associazione professionale denominata "A&A – ANGELINO & ASSOCIATI",

documenti relazioni di calcolo e prove sulle strutture che si intendono integralmente riportati e condivisi dallo scrivente.

A seguito alle indagini effettuate in sito e all'analisi della documentazione tecnica fornita, nel seguito viene redatta la presente relazione.

▪ **Relazione**

Il sottoscritto al fine svolgere il proprio incarico ha effettuato alcuni sopralluoghi nei quali ha potuto esaminare e rilevare configurazione strutturale del magazzino in oggetto. Esso è costituito da una struttura industriale mono piano a telai in c.a. con anno di costruzione 1918, presenta una maglia dei pilastri avente dimensione m 6x7, pilastri in c.a. calastrellati nei primi anni 2000 con tralicci metallici di cerchiatura. Il tetto, realizzato anche esso durante l'intervento svolto tra il 2000 e il 2004, si compone di travi e capriate metalliche con copertura in pannelli sandwich. (Foto n.1-2-3-4-5-6).

La struttura metallica componente la copertura grava direttamente sui pilastri, senza più interessare le preesistenti travi, che in tal modo sono sollecitate dal solo peso proprio, esse svolgono ancora la funzione di collegamento orizzontale rigido tra pilastri giacenti nel piano del telaio.

Tra gli interventi svolti nei primi anni 2000 è doveroso citare la realizzazione di plinti di fondazione alla base di ogni pilastro. Si riportano alcune immagini riferite al cantiere dell'epoca (Foto n.7-8-9-10).

Durante i sopralluoghi eseguiti non si è rilevato alcun evidente malessere strutturale del fabbricato. Gli interventi eseguiti nei primi anni 2000 appaiono essere stati realizzati con attenzione.

Tra i documenti di archivio reperiti dall'Arch. Bard sono presenti le indagini del 22-23 settembre 2011 svolte dalla Soc. 4EMME e richieste dall'Ing. Bollettino al fine di redigere la su citata relazione. Detto documento viene allegato alla presente relazione (Allegato B – Indagini strutturali 22 e 23 settembre 2011).

Le prove effettuate sono le seguenti:

- Indagini ad ultrasuoni su n.9 elementi di pilastro o trave, per misurare la velocità di propagazione della vibrazione nel cls e stimare in tal modo il modulo elastico e quindi la resistenza del materiale;
- Indagini sclerometriche su n.8 pilastri e n.7 travi, per ottenere per altra via la stima del modulo elastico e della resistenza;
- Prelievo di carote sul fianco di n. 2 travi, con ricostruzione della sezione dopo il prelievo e successive prove di compressione e carbonatazione;
- Ricerca delle armature principali inferiori in mezzeria e all'appoggio di una trave, per verifiche statiche;
- Prelievo di n. 2 spezzoni di armatura da due travi, con ricostruzione delle stesse dopo il prelievo e successive prove di trazione.

Esaminando i risultati di tali indagini si perviene alle seguenti conclusioni, in accordo con quanto redatto dell'Ing. Bollettino:

Non è garantita la resistenza minima per il calcestruzzo strutturale, perciò la struttura originaria, da sola, non è in grado di assicurare una sufficiente sicurezza statica. Tuttavia, l'intervento di recupero eseguito negli anni 2000-2004 ha lo scopo di diminuire le sollecitazioni agenti sulle travi in c.a. componenti il telaio, scaricando le azioni della copertura direttamente in corrispondenza dei pilastri, che sono stati rinforzati con tralicci metallici che vanno a sostituire la funzione portante precedentemente svolta dalla sezione in calcestruzzo.

Quindi, a seguito dell'intervento svolto, la struttura può continuare a svolgere la propria funzione garantendone i requisiti di sicurezza. L'unico accorgimento da porre in atto sarà il trattamento dell'acciaio con specifica tecnica per assicurare una idonea resistenza al fuoco.

L'utilizzo futuro ipotizzato dei locali (ambito polifunzionale - lettura/studio) con capienza massima di 99 persone totale, non comporta la variazione della tipologia di sovraccarichi alla quale la struttura è assoggettata (si tratta di un fabbricato composto del solo piano terreno privo di solai intermedi).

I carichi dovuti all'utilizzo quindi non interessano la struttura in elevazione ma solo il piano terreno che poggia direttamente sul suolo; a voler essere ancor più pignoli si potrebbe andare a discettare i merito ai sovraccarichi presenti e futuri, pur avendo già ribadito che non riguardano la struttura; ma la destinazione a "magazzino comunale" certamente non prevede sovraccarichi dissimili da quelli prevedibili per un ambiente polifunzionale infatti la norma prevede alla Tabella 3.1. il non meno di 6,00 kN/mq per il primo e 5,00kN/mq per la seconda.

Infine, la struttura stessa non è interessata da modifiche o alterazioni delle sue condizioni statiche, quindi verificato che le condizioni generali siano invariate (e così appare al primo semplice esame poco più che visivo effettuato) si ritiene che non vi sia l'obbligo ad intervenire sulle stesse, in accordo con quanto prescritto della normativa tecnica NTC2018 al capitolo 8.4.3. che si riporta nel seguito:

"L'intervento di **adeguamento della costruzione è obbligatorio quando si intenda:**

...omissis...

c) apportare variazioni di destinazioni d'uso che comportino incrementi dei carichi globali verticali in fondazione superiori al 10%, valutati secondo la combinazione caratteristica di cui alla equazione 2.5.2 del § 2.5.3, includendo i soli carichi gravitazionali.

...omissis..."

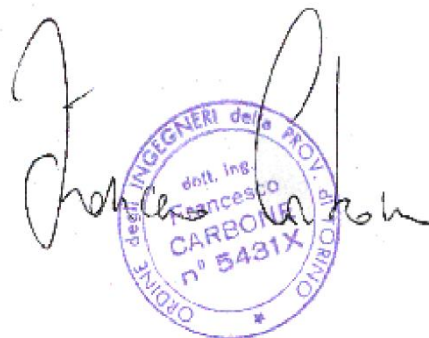
Cosa che nel nostro specifico caso non è.

▪ Conclusioni

Alla luce di quanto su esposto si ritiene, quindi, che la struttura è in grado di garantire i requisiti di sicurezza strutturale ed adempiere alla funzione richiesta.

Collegno, 7 giugno 2019

Firma:



The image shows a handwritten signature in black ink over a circular official stamp. The stamp is purple and contains the following text: "ORDINE degli INGEGNERI della PROV. di CUNEO", "dott. ing. Francesco CARBONARA", and "n° 5431X".

ALLEGATO A

Reperto fotografico

Foto n.1



Foto n.2



Foto n.3



Foto n.4

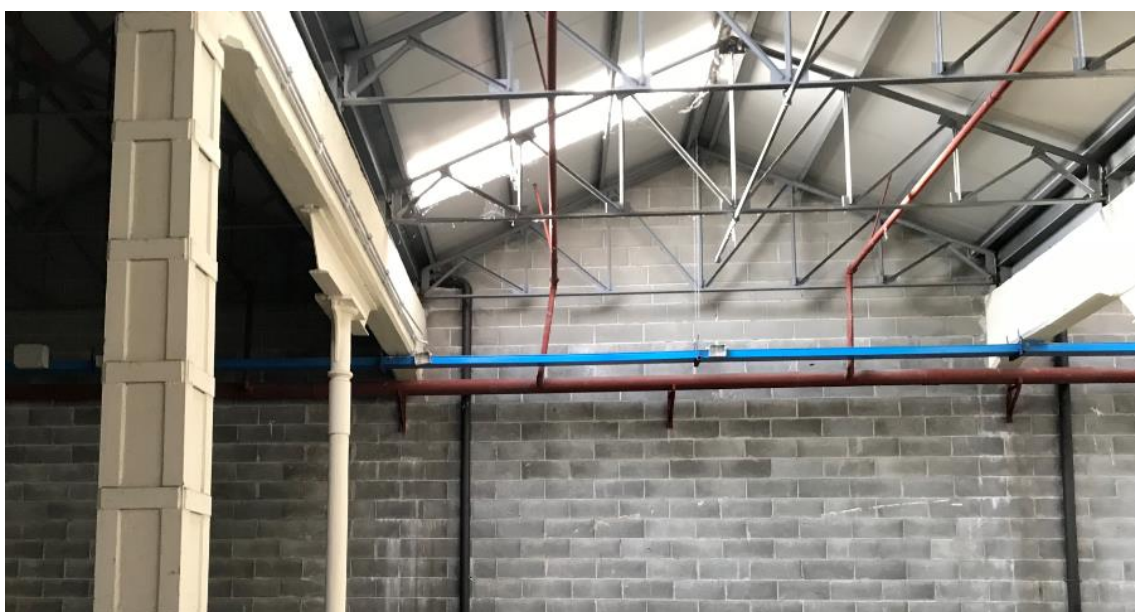


Foto n.5



Foto n.6



Foto n.7



Foto n.8



Foto n.9



Foto n.10



Allegato B

Indagini strutturali 22 e 23 settembre 2011



PROVE IN SITO

LABORATORIO PROVE MATERIALI AUTORIZZ. D.M. 52187 del 28.07.2004



4 EMME SERVICE S.p.A. - 39100 BOLZANO - ITALY - Via L. Zuegg, 20

INDAGINI STRUTTURALI NEL FABBRICATO
EX SNIA VISCOSA – FONDO CITTÀ DI TORINO
VIA FREJUS N° 21-23 - TORINO

PROVE da n. 4929/TO a n. 4932/TO

22 e 23 settembre 2011

Committente: **STUDIO A&A ANGELINO & ASSOCIATI**

Relatore: **geom. Diego Doto**



Panoramica del fabbricato

RIF.: TO-135-11

Torino, 3 ottobre 2011

INDICE

1. PREMESSA	pag. 2
2. INDAGINI MICROSISMICHE - PROVA N. 4929/TO	pag. 3
3. PROVE SCLEROMETRICHE - PROVA N. 4930/TO	pag. 6
4. METODO SONREB	pag. 10
5. PRELIEVO CAROTE E PROVE DI COMPRESSIONE- PROVA N. 4931/TO	pag. 12
6. PRELIEVO BARRE D'ARMATURA - PROVA N° 4932/TO	pag. 14
7. INDAGINI STRUTTURALI	pag. 15

ALLEGATI

- n° 01 disegno con indicazione dei punti di indagine
- n° 01 rapporto di prova di compressione su provini cilindrici in cls
- n° 01 rapporto di prova di trazione di barre

1. PREMESSA

La Società *4 EMME Service S.p.a.*, specializzata nell'esecuzione di prove sperimentali su strutture in sito, è stata incaricata dallo **STUDIO A&A ANGELINO & ASSOCIATI** con sede in **Via Millio n° 41 a Torino**, di eseguire alcune prove su elementi strutturali presso il fabbricato Ex Snia Viscosa – Fondo Città di Torino sito in Via Frejus n° 21 - 23 a Torino.

La scelta degli elementi strutturali da sottoporre a prova, le modalità di prova ed i punti di misura sono stati preventivamente concordati con l'ing. Francesco Bollettino.

Le prove sono state eseguite i giorni 22 e 23 settembre 2011.

Alla esecuzione delle prove ha assistito:

ing. Francesco Bollettino STUDIO A&A ANGELINO & ASSOCIATI;

e per la 4 EMME Service S.p.A.:

geom. Diego Doto;

ing. Alessio Taurino.

2. INDAGINI MICROSISMICHE - PROVA N. 4929/TO

2.1. Descrizione della prova e attrezzatura

Lo scopo dell'intervento è di eseguire un'indagine non distruttiva per il controllo qualitativo di alcuni elementi strutturali del fabbricato in oggetto.

Per l'indagine, svolta con **metodologia diretta**, è stato utilizzato il rilevatore ad ultrasuoni Mod. RP 4000-CSM particolarmente studiato per i controlli ultrasonici dei manufatti in calcestruzzo od altri materiali da costruzione omogenei.

Lo strumento è composto da:

- un emettitore elettrodinamico costituito da un sistema d'alimentazione elettronico, da un generatore d'impulsi elettrici e da un trasduttore d'impulsi elettrici in serie d'oscillazioni meccaniche di tipo SN 1"1/2 50 kHz;
- una sonda ricevitrice a larga banda ad alto guadagno;
- un oscilloscopio con schermo per visualizzare il segnale di ricezione e da un contatore quarzato di precisione per il conteggio del tempo di transito con visualizzatore su display a cristalli liquidi a 4 digit.

L'esecuzione dell'indagine con metodologia diretta consta nel rilevare il tempo di propagazione degli impulsi di vibrazione (ultrasuoni) tra le due sonde perfettamente allineate (trasmittente e ricevente) in precedenza descritte.

La sonda emettitrice produce degli impulsi ultrasonici con una frequenza prestabilita, che sono captati dalla sonda ricevente dopo che tali impulsi hanno attraversato il materiale interposto.

Il tempo di transito è misurato da un contatore quarzato e visualizzato su display.

I risultati delle indagini microsismiche sono riportati nel capitolo 2.2.: **“Rapporto dei risultati”**.



RP 4000

2.2. Rapporto dei risultati

Nelle tabelle seguenti sono riportati i parametri rilevati durante l'esecuzione delle misurazioni eseguite su alcuni elementi strutturali in c.a. del fabbricato in oggetto (vedere disegno allegato).



Vista del pilastro n°8



La posizione delle sonde su un pilastro

ULTRASUONI ELEMENTI INDAGATI

Zona n°	Tipologia strutturale	Posizione della misura	Tempo di percorrenza (µs)	Distanza Sonde (cm)	Velocità (m/sec)	Velocità media (m/sec)
1	Pilastro	1-1	143,0	29	2028	2775
		2-2	85,4	29	3396	
		3-3	100,0	29	2900	
2	Pilastro	1-1	130,2	28	2151	2140
		2-2	134,2	28	2086	
		3-3	128,3	28	2182	
3	Pilastro	1-1	221,0	28	1267	1270
		2-2	216,6	28	1293	
		3-3	223,9	28	1251	
4	Pilastro	1-1	91,4	28	3063	2753
		2-2	108,4	28	2583	
		3-3	107,2	28	2612	
5	Pilastro	1-1	169,0	28	1657	2033
		2-2	165,0	28	1697	
		3-3	102,0	28	2745	
6	Pilastro	1-1	215,0	28	1302	1310
		2-2	213,0	28	1315	
		3-3	213,0	28	1315	
7	Pilastro	1-1	134,6	29	2155	2406
		2-2	115,0	29	2522	
		3-3	114,1	29	2542	
8	Pilastro	1-1	126,5	29	2292	2453
		2-2	105,4	29	2751	
		3-3	125,2	29	2316	
10	Trave	1-1	210,0	28	1333	1546
		2-2	160,0	28	1750	
		3-3	180,0	28	1556	

3. PROVE SCLEROMETRICHE - PROVA N. 4930/TO

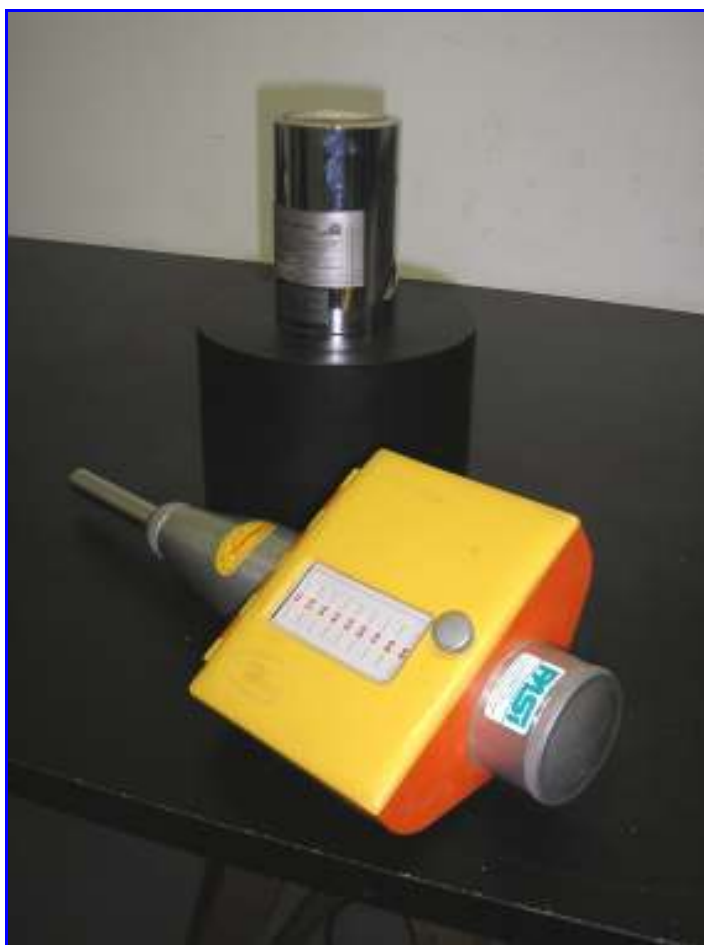
3.1. Descrizione della prova e attrezzatura

L'indagine per determinare la resistenza alla compressione di manufatti di calcestruzzo, è stata eseguita seguendo la normativa UNI 12504-2 tramite uno strumento denominato Sclerometro Schmidt Modello NR, con energia d'impatto pari a 2,207 J.

Prima e dopo l'esecuzione delle prove lo strumento è sottoposto ad una verifica in laboratorio sull'incudine di taratura.

Il suo funzionamento si basa sul rimbalzo di una massa battente d'acciaio, attivata da una molla, che contrasta un'asta di percussione a contatto sulla superficie del manufatto di calcestruzzo. Il valore del rimbalzo (denominato indice di rimbalzo o sclerometrico) della massa battente è misurato mediante un indice di lettura trascinato su una scala lineare alloggiata nella cassa dello strumento. In particolare questo tipo di sclerometro è dotato di un dispositivo grafico in grado di registrare su apposito nastro di carta le battute effettuate.

Scopo dell'indagine è determinare la resistenza meccanica a compressione di alcuni elementi strutturali del fabbricato in oggetto. La superficie indagata è stata scelta sempre ad una distanza maggiore di 6 cm dallo spigolo dell'elemento. Ogni zona è stata preventivamente pulita con pietra abrasiva al carborundum e lo strumento è stato accuratamente posto perpendicolare alla superficie.



Lo sclerometro e l'incudine di taratura

3.2. Rapporto dei risultati

Nella tabella allegata sono riportati i parametri rilevati durante l'esecuzione delle prove sclerometriche (vedere disegno allegato).

NOTA BENE: i valori di R_{mc} del calcestruzzo riportati nell'ultima colonna delle tabelle sono ricavati dalla curva fornita dal costruttore dello strumento, valida solo per calcestruzzi recenti che non hanno risentito del processo di carbonatazione. Pertanto solo gli indici di rimbalzo sono stati utilizzati per elaborare i dati col metodo SONREB (vedere paragrafo 4).



Le battute sclerometriche sul pilastro 2

BATTUTE SCLEROMETRICHE SUI PILASTRI

Zona n°	Tipologia strutturale	Angolo d'impatto	Indice di rimbalzo											Media	Rmc (N/mm ²)
1	Pilastro	Orizzontale	48	56	53	58	47	43	48	55	46	44	50	61,7	
2	Pilastro	Orizzontale	44	50	48	44	42	42	50	48	44	42	45	52,8	
3	Pilastro	Orizzontale	42	47	35	32	36	41	44	40	50	50	42	45,7	
4	Pilastro	Orizzontale	42	39	38	44	40	46	41	38	39	37	40	43,2	
5	Pilastro	Orizzontale	44	35	34	36	43	46	46	46	43	40	41	44,9	
6	Pilastro	Orizzontale	35	42	33	33	34	39	38	42	40	43	38	38,6	
7	Pilastro	Orizzontale	38	38	45	38	39	41	39	41	34	39	39	41,0	
8	Pilastro	Orizzontale	36	35	42	37	40	38	39	39	37	36	38	38,6	

BATTUTE SCLEROMETRICHE SULLE TRAVI

Zona n°	Tipologia strutturale	Angolo d'impatto	Indice di rimbalzo											Media	Rmc (N/mm ²)
9	Trave	Orizzontale	31	35	31	33	32	33	34	30	32	34	33	29,2	
10	Trave	Orizzontale	49	47	40	46	42	38	38	50	46	50	45	51,2	
11	Trave	Orizzontale	33	32	30	32	32	34	32	35	30	28	32	28,0	
12	Trave	Orizzontale	32	34	36	36	38	28	38	26	28	34	33	30,1	
13	Trave	Orizzontale	40	42	36	38	30	28	34	40	36	32	36	34,5	
14	Trave	Orizzontale	40	30	34	34	28	24	32	40	32	34	33	29,7	
15	Trave	Orizzontale	28	28	24	26	26	24	28	24	28	26	26	19,1	

4. METODO SONREB

Per correlare i dati ricavati con le due metodologie sopra descritte è stato sviluppato il metodo combinato SONREB (SONic + REBound = ultrasuoni+sclerometro).

Si è infatti notato che il contenuto di umidità fa sottostimare l'indice sclerometrico e sovrastimare la velocità ultrasonica, e che, all'aumentare dell'età del calcestruzzo, l'indice sclerometrico aumenta mentre la velocità ultrasonica diminuisce. L'uso combinato delle due prove consente quindi di compensare in parte gli errori commessi usando singolarmente le due metodologie.

L'applicazione del metodo Sonreb richiede la valutazione dei valori locali della velocità ultrasonica V e dell'indice di rimbalzo S , a partire dai quali è possibile ottenere la resistenza del calcestruzzo Rc mediante espressioni del tipo:

$$Rc = a V^b S^c$$

In bibliografia vengono fornite numerose espressioni; segnaliamo le più comunemente utilizzate:

$$[1] \quad Rc = 9,27 \cdot 10^{-11} \cdot S^{1,4} \cdot V^{2,6}$$

$$[2] \quad Rc = 8,06 \cdot 10^{-8} \cdot S^{1,246} \cdot V^{1,85}$$

$$[3] \quad Rc = 1,2 \cdot 10^{-9} \cdot S^{1,058} \cdot V^{2,446}$$

in cui Rc è la resistenza cubica a compressione (in N/mm^2), S è l'indice sclerometrico e V è la velocità ultrasonica (in m/s).

[1] RILEM, 1993. NDT 4 Recommendations for in situ concrete strength determination by combined non-destructive methods, Compendium of RILEM Technical Recommendations, E&FN Spon, London.

[2] J. Gasparik, 1992. Prove non distruttive nell' edilizia. Quaderno didattico AIPnD, Brescia.

[3] Di Leo, G. Pascale, 1994. Prove non distruttive sulle costruzioni in c.a. Il giornale delle prove non distruttive, n. 4.

Le tabelle seguenti riportano i valori ottenuti e l'elaborazione col metodo SONREB suddividendo le diverse tipologie degli elementi strutturali indagati:

ZONA N°	Tipologia strutturale	Indice rimbalzo	Velocità ultrasuoni m/sec	Curva Son Reb RILEM Rc [N/mm ²]	Curva Son Reb GASPARIK Rc [N/mm ²]	Curva Son Reb DI LEO-PASCALE Rc [N/mm ²]
1	Pilastro	50	2775	19,7	24,6	19,8
2	Pilastro	45	2140	8,8	13,6	9,5
3	Pilastro	42	1270	2,0	4,6	2,4
4	Pilastro	40	2753	14,4	18,7	15,6
5	Pilastro	41	2033	6,8	11,0	7,6
6	Pilastro	38	1310	1,9	4,4	2,4
7	Pilastro	39	2406	9,8	14,0	10,9
8	Pilastro	38	2453	9,8	13,9	11,0
10	Trave	45	1546	3,7	7,4	4,3

5. PRELIEVO CAROTE E PROVE DI COMPRESSIONE - PROVA N. 4931/TO

Sono state eseguite tramite una carotatrice n° 2 estrazioni di provini cilindrici per la valutazione della resistenza meccanica a compressione del calcestruzzo, nelle seguenti posizioni:

Contrassegno provino	Elemento strutturale	Carbonatazione cm
C1	Trave T9	10,5
C2	Trave T10	7,5

Dopo l'estrazione, i provini sono stati inviati al laboratorio ufficiale "4 EMME Service S.p.a." con sede in Via Scarsellini n° 13 a Milano, dove in seguito a taglio e rettifica delle superfici di pressione (rapporto H/D = 1), sono stati sottoposti a prova per la determinazione della resistenza meccanica a compressione secondo la norma UNI EN 12390-3.

I risultati ottenuti sono riportati sul rapporto di prova n° 238 del 17/10/2011 del laboratorio ufficiale 4 EMME Service S.p.a. di Milano, allegato alla relazione. I valori di resistenza alla compressione riportati nel certificato allegato, espressi in N/mm², sono riferiti alla resistenza cilindrica dei provini. I coefficienti di conversione fra resistenza cilindrica e cubica sono tratti dalle "Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito mediante prove non distruttive" edite dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici nel Febbraio 2008.

Contrassegno provino n°	Rapporto altezza e diametro h/D	Fattore di correzione per snellezza (vedi tabella)	Resistenza a compressione cilindrica N/mm ²	Coefficiente conversione resistenza cilindro/cubica	Resistenza a compressione cubica N/mm ²
C1	1	0,81	19,5	1,25	19,7
C2	1	0,81	15,0	1,25	15,2



Provino cilindrico C1



Provino cilindrico C2

6. PRELIEVO BARRE D'ARMATURA - PROVA N° 4932/TO

Sono stati eseguiti n° 2 prelievi di barre d'armatura per la valutazione della resistenza meccanica a trazione.

Dopo il prelievo, le barre sono state inviate al laboratorio ufficiale *4 EMME Service S.p.a.* a Milano e sono state sottoposte a prova per la determinazione della resistenza meccanica a trazione secondo le norme UNI EN ISO 15630/1.

I risultati ottenuti sono riportati sul rapporto di prova n° 239 del 17/10/2011 del laboratorio ufficiale *4 EMME Service S.p.a.* di Milano, allegato alla relazione.

- Fe 1: prelievo dall'intradosso della trave compresa tra T10 e T11 (vedere disegno allegato): ferro tondo liscio diam. 16 mm;
- Fe 2: prelievo dall'intradosso della trave T9 (vedere disegno allegato): ferro tondo liscio diam. 16 mm.

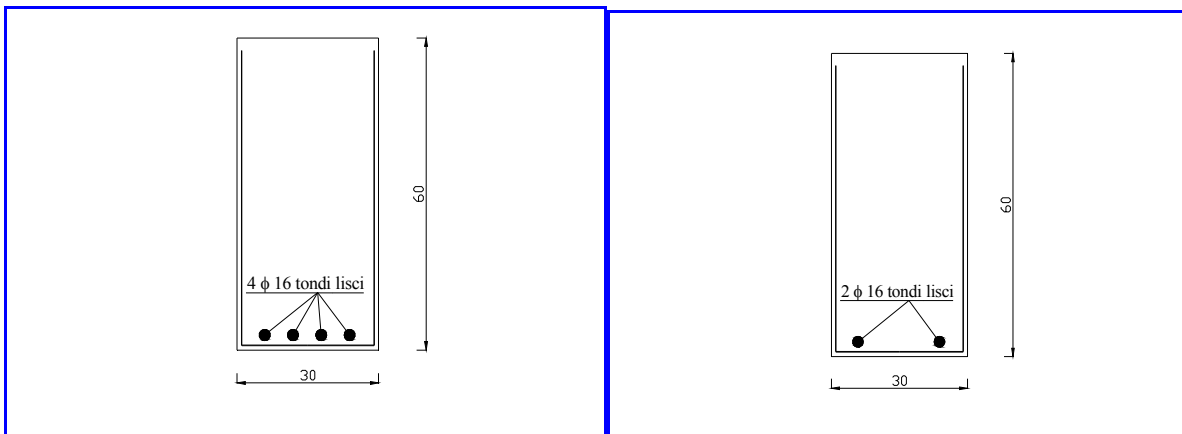


Zona di prelievo del Ferro Fe 1

7. INDAGINI STRUTTURALI

Scopo dell'indagine era determinare le caratteristiche di un elemento strutturale del fabbricato in oggetto. Pertanto è stato realizzato un sondaggio in mezzeria e uno in corrispondenza di un appoggio della Trave 9, con i seguenti risultati:

- Armature mezzeria: n° 4 ϕ 16 (tondi lisci);
- Armature appoggio: n° 2 ϕ 16 (tondi lisci);



Sezione della trave in mezzeria

Sezione della trave all'appoggio



Particolare del sondaggio in corrispondenza dell'appoggio

Tutti i dati riportati nella relazione sono stati ricavati dai certificati originali allegati e dai rilievi eseguiti in sito.

Torino, 3 ottobre 2011

Il Relatore
Geom. Diego Doto

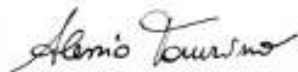


4 EMME Service S.p.a.
il Direttore del Centro di Torino
Arch. Alberto Capussotto



RELAZIONE REVISIONATA DA:

Ing. Alessio Taurino





4 EMME Service S.p.A.
 Planimetria con indicata
 la posizione
 dei punti d'indagine
 Prove n° 4929-32/TO



RAPPORTO
PROVA DI COMPRESSIONE SU PROVINI CILINDRICI

UNI EN 12390-3

Rapporto n. **238** del **17/10/2011** V.A. N. **190** del **28/09/2011**

Intestatario **Studio A&A Angelino associati – via Millio 41, 10141 Torino**
 Impresa n.d.
 Cantiere **ex Snia Viscosa, fondo città di Torino – via Frejus 21-23, Torino**
 Direttore dei Lavori n.d.
 Committente **Studio A&A Angelino associati – via Millio 41, 10141 Torino**

Contrassegno	Data estrazione dichiarata	Riferimento struttura	Rettifica (*)	Dimensioni		Massa Volumica [kg/m ³]	Resistenza a compressione f _{ci, cil.} [N/mm ²]	Tipo rottura (**)	Data prova
				∅	h				
C1	22/09/2011	Trave T9	R	114	114	2597	19,5	S	13/10/2011
C2	22/09/2011	Trave T10	R	114	114	2456	15,0	S	13/10/2011

(*) R rettificato NR non rettificato perché conforme alla norma
 (**) S rottura soddisfacente NS rottura non soddisfacente

La prova è stata effettuata su n. 02 provini.

La prova è stata eseguita con macchina Controls C5600/* matricola 08004992.

Il direttore lavori ha firmato l'ordine di prova Si No

Osservazioni: nel campione C1 era presente 1 barra d'armatura d. 18 mm .

Lo Sperimentatore

geom. Maurizio Negri

Il Direttore del Laboratorio

dott. ing. Luciano Ceschel



RAPPORTO DI PROVA

PROVA DI TRAZIONE E PIEGAMENTO SU CAMPIONI DI BARRE PER C.A.

UNI EN ISO 15630/1

Rapporto n.

239

del

17/10/2011

V.A. N. 190 del 28/09/2011

Intestatario

Studio A&A Angelino associati – via Millio 41, 10141 Torino

Impresa

n.d.

Cantiere

ex Snia Viscosa, fondo città di Torino – via Frejus 21-23, Torino

Direttore dei Lavori

n.d.

Committente

Studio A&A Angelino associati – via Millio 41, 10141 Torino

Contrass.	∅ nom. [mm] (*)	∅ eff. [mm] (*)	Sezione [mm ²]	Tensione snerv. f _y [N/mm ²]	Tensione rott. f _t [N/mm ²]	f _t / f _y (**)	Allungam. Agt% (***)	Piegam. e raddrizz. (****)
Fe-1	16	15,64	192,17	266,6	360,7	1,35	19,2	Non eseguito
Fe-2	16	15,87	197,73	284,0	381,7	1,34	19,2	Non eseguito

Marchio di laminazione riscontrato

Non rilevato

Acciaieria: -

Inclusa nell'edizione aggiornata del catalogo degli Acciai Qualificati emesso dal S.T.C. della Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

(*) Deviazione ammissibile della massa nominale per ∅ ≤ 8 mm è ± 6%, mentre per ∅ > 8 mm è ± 4,5 %.

(**) Requisiti per acciaio: B450C: 1,13 ≤ f_t/ f_y ≤ 1,37 – B450A f_t/ f_y ≥ 1,03.

(***) Allungamento prescritto: B450C ≥ 6% – B450A ≥ 2 %

(****) Solo piegamento per provette ∅ ≤ 12 mm.

La prova è stata effettuata su n. 02 provini il giorno 13/10/2011.

Il Direttore dei Lavori ha firmato l'ordine di prova Sì No

La prova è stata eseguita con macchina Controls C 807 matricola 03074442.

Osservazioni: le barre sottoposte a prova sono state prelevate da un edificio esistente; per questo motivo non è stato rilevato il marchio dell'acciaieria e non si è eseguita la prova di piegamento.

Lo Sperimentatore

geom. Maurizio Negri

Il Direttore del Laboratorio

dott. ing. Luciano Ceschel

ALLEGATO C

Prova di carico 20 settembre 2004.

**PROVA DI CARICO PRESSO IL
MAGAZZINO 1 – EX SNIA VISCOSA
SITO IN VIA FREJUS N° 23 A TORINO**

PROVA n. 2534/TO

20 settembre 2004

Committente: **TECNOCAP S.r.l.**

Relatore: **dr. arch. Alberto Capussotto**

INDICE

1. PREMESSA
2. DESCRIZIONE DELLA STRUMENTAZIONE
3. DESCRIZIONE DELLA PROVA
4. RAPPORTO DEI RISULTATI

ALLEGATI

- n° 01 disegno

RIF.: 213TO-128T04RP

Torino, 8 ottobre 2004

Ufficio di Torino - Corso Peschiera, 276
Tel. 011/3851880 - Fax 011/336381 - e-mail: torino@4emme.it

1. PREMESSA

La Società **4 EMME Service S.p.A.** specializzata nell'esecuzione di prove sperimentali su strutture in sito, è stata incaricata dalla **TECNOCAP S.r.l.**, con sede in **Via Valdellatorre n° 129 ad Alpignano (TO)**, di eseguire una prova di carico su una trave di copertura del Magazzino 1 nell'area ex Snia Viscosa, sita in Via Frejus n° 23 a Torino.

La scelta degli elementi strutturali da sottoporre a verifica, la determinazione e la disposizione dei carichi, le modalità di rilevazione ed i punti di misura sono stati preventivamente concordati con la Committenza.

La prova è stata eseguita il giorno 20 settembre 2004 e vi hanno partecipato le seguenti persone:

- | | | |
|-------------|----------------|--------------------------------|
| - dr. arch. | SARDI Dario | Responsabile del Procedimento |
| - dr. ing. | PETRINO Guido | D.L. e Progettista Strutturale |
| - geom. | FAZION Daniele | Tecnocap S.r.l. |

e per la **4 EMME Service S.p.A.:**

- | | |
|-------------|--------------------|
| - dr. arch. | CAPUSSOTTO Alberto |
| - geom. | REVELLI Giovanni |
| - geom. | DOTO Diego |

2. DESCRIZIONE DELLA STRUMENTAZIONE

2.1. COLLAUDATORE GS04

Le rilevazioni delle deformazioni e della forza applicata sono state eseguite con l'attrezzatura denominata GS04 costituita da:

- unità computerizzata di registrazione delle deformazioni e forze *GS04 mat. 040*;
- sensori differenziali LVDT *Schaevitz*;
- cella di carico bidirezionale classe 1 DS EUROPE *AP9025 250 kN*;
- personal computer con software d'elaborazione *4 Emme Service S.p.A.*;
- centralina oleodinamica di comando;
- uno o più pistoni oleodinamici per l'applicazione del carico.

2.2. Trasduttori di spostamento

I trasduttori di spostamento per la misura delle frecce sono portati a contatto dell'intradosso attraverso apposite aste telescopiche. La catena di misura, sensore-cavo-unità, comporta un errore massimo pari a $\pm 1\%$. I sensori impiegati hanno le seguenti caratteristiche:

escursione 10 mm
sensibilità 0,002 mm;
linearità 99,6%.

La calibrazione è stata effettuata in data 12 maggio 2004 e documentata col Certificato di Taratura n. 186/04.

2.3. Deformometro a base fissa

Il trasduttore a base fissa viene fissato in un punto della struttura per la misura della tensione. La catena di misura, sensore-cavo-unità, comporta un errore massimo pari a $\pm 1\%$. Il sensore impiegato ha le seguenti caratteristiche:

escursione 2 mm
sensibilità 0,001 mm;
linearità 99,6%.

La calibrazione è stata effettuata in data 12 maggio 2004 e documentata col Certificato di Taratura n. 186/04.

2.4. Cella di carico

La cella di carico, collegata al display alfanumerico del computer, è uno strumento a funzionamento estensimetrico che consente di rilevare il valore della forza applicata.

La cella è installata direttamente su uno dei martinetti utilizzati per l'applicazione del carico.

La catena di misura, strumento– cavo–unità, comporta un errore massimo pari a $\pm 1,5\%$.

La cella di carico ha le seguenti caratteristiche:

escursione ± 250 kN;

sensibilità 0,1 kN;

linearità 99,4%.

La calibrazione è stata effettuata in data 12 maggio 2004 e documentata col Certificato di Taratura n. 186/04.



La cella di carico installata sul pistone oleodinamico

Tutti gli strumenti sono stati tarati dal Laboratorio della **4 EMME Service S.p.A.** utilizzando dei sensori campione come previsto dalla procedura 7.6 del Manuale Qualità.

3. DESCRIZIONE DELLA PROVA

La prova di carico n° 2534/TO è stata eseguita su una trave metallica di copertura del Magazzino 1 con luce pari a 6,02 m.

Il carico è stato applicato tramite un pistone oleodinamico operante a trazione, che agiva tramite una catena sul primo nodo superiore dopo l'appoggio (vedere disegno n° 01). Il contrasto era garantito da un tassello meccanico infisso nella pavimentazione in cls.



Il punto d'applicazione del carico ed i sensori per la misura delle frecce

Sono stati effettuati cinque cicli di carico con incrementi e decrementi a gradini della forza applicata.

Per le misure delle frecce sono stati installati tre sensori differenziali così posizionati (vedere disegno n° 01):

Sens. 1: intradosso trave principale in corrispondenza dell'appoggio della capriata;

Sens. 2: appoggio della capriata;

Sens. 3: primo nodo inferiore della capriata a 1,05 m dall'appoggio.



Vista delle aste telescopiche su cui sono montati i sensori differenziali

Per la misura della tensione sul primo diagonale della struttura è stato installato un deformometro a base fissa (vedere disegno n° 01), denominato **Sens. 11**, con una base di misura pari a 125 mm.

4. RAPPORTO DEI RISULTATI

Seguono le tabelle riportanti i valori rilevati durante tutti i cicli di carico a tutti i gradini effettuati.

1° CICLO DI CARICO

Data e Ora	Forza kN	Sens. n° 1 mm	Sens. n° 2 mm	Sens. n° 3 mm	Sens. n° 11 mm
20/09/04 12.00.32	0	0	0	0	0
20/09/04 12.03.46	1,5	0,04	0,08	0,12	0,001
20/09/04 12.10.37	1,5	0,05	0,10	0,13	0,001
20/09/04 12.12.07	3,0	0,08	0,18	0,26	0,002
20/09/04 12.16.01	3,1	0,09	0,19	0,26	0,002
20/09/04 12.17.29	4,5	0,13	0,27	0,38	0,002
20/09/04 12.18.29	4,5	0,13	0,28	0,38	0,003
20/09/04 12.20.12	6,0	0,16	0,35	0,50	0,004
20/09/04 12.23.29	6,0	0,16	0,35	0,51	0,004
20/09/04 12.24.35	0	0,04	0,02	0,02	0

2° CICLO DI CARICO

Data e Ora	Forza kN	Sens. n° 1 mm	Sens. n° 2 mm	Sens. n° 3 mm	Sens. n° 11 mm
20/09/04 12.29.31	0	0	0	0	0
20/09/04 12.31.53	2,0	0,04	0,12	0,14	0,001
20/09/04 12.32.43	2,0	0,05	0,13	0,15	0,001
20/09/04 12.33.39	4,0	0,09	0,23	0,30	0,002
20/09/04 12.34.17	4,0	0,09	0,23	0,30	0,002
20/09/04 12.35.51	6,0	0,13	0,32	0,45	0,004
20/09/04 12.37.31	6,0	0,13	0,32	0,45	0,004
20/09/04 12.38.55	8,0	0,18	0,43	0,63	0,006
20/09/04 12.40.38	8,0	0,19	0,45	0,64	0,006
20/09/04 12.43.10	10,0	0,23	0,57	0,82	0,008
20/09/04 12.44.21	10,0	0,23	0,57	0,83	0,008
20/09/04 12.45.18	12,0	0,28	0,68	1,02	0,009
20/09/04 12.46.28	12,0	0,28	0,69	1,04	0,010
20/09/04 12.47.27	14,0	0,33	0,80	1,23	0,013
20/09/04 12.50.01	14,0	0,34	0,82	1,24	0,014
20/09/04 12.50.48	0	0,06	0,12	0,12	0,003

3° CICLO DI CARICO

Data e Ora	Forza kN	Sens. n° 1 mm	Sens. n° 2 mm	Sens. n° 3 mm	Sens. n° 11 mm
20/09/04 12.51.20	0	0	0	0	0
20/09/04 12.52.41	4,1	0,08	0,21	0,33	0,003
20/09/04 12.54.24	8,0	0,16	0,40	0,64	0,007
20/09/04 12.55.22	12,0	0,24	0,60	0,97	0,011
20/09/04 12.57.23	14,0	0,28	0,70	1,12	0,014
20/09/04 12.59.21	0	0,01	-0,10	(0,27)	0,002

4° CICLO DI CARICO

Data e Ora	Forza kN	Sens. n° 1 mm	Sens. n° 2 mm	Sens. n° 3 mm	Sens. n° 11 mm
20/09/04 12.59.37	0	0	0	0	0
20/09/04 13.02.03	4,0	0,09	0,20	(0,16)	0,004
20/09/04 13.03.06	8,0	0,16	0,40	(0,32)	0,008
20/09/04 13.03.44	12,0	0,24	0,60	(0,47)	0,011
20/09/04 13.04.34	14,0	0,29	0,70	(0,56)	0,013
20/09/04 13.05.31	0	0,01	0,01	0	0,002

5° CICLO DI CARICO

Data e Ora	Forza kN	Sens. n° 1 mm	Sens. n° 2 mm	Sens. n° 3 mm	Sens. n° 11 mm
20/09/04 13.09.04	0	0	0	0	0
20/09/04 13.10.48	4,0	0,09	0,22	0,31	0,004
20/09/04 13.12.10	8,0	0,16	0,41	0,63	0,007
20/09/04 13.13.59	12,0	0,24	0,61	0,94	0,011
20/09/04 13.15.09	14,0	0,29	0,71	1,10	0,012
20/09/04 13.15.39	0	0,02	0,02	-0,02	0,001
20/09/04 13.16.23	0	0,01	0,01	-0,02	0,001

NOTA BENE:

- 1) i valori riportati fra parentesi riferiti al Sens. n° 3 nel terzo e quarto ciclo di carico non sono da ritenersi validi per un problema elettrico sul cavo di collegamento;
- 2) il segno positivo del Sens. n° 11 indica compressione.

Tutti i dati delle frecce riportati nelle tabelle sono stati ricavati dai file memorizzati durante l'esecuzione della prova.

Torino, 8 ottobre 2004

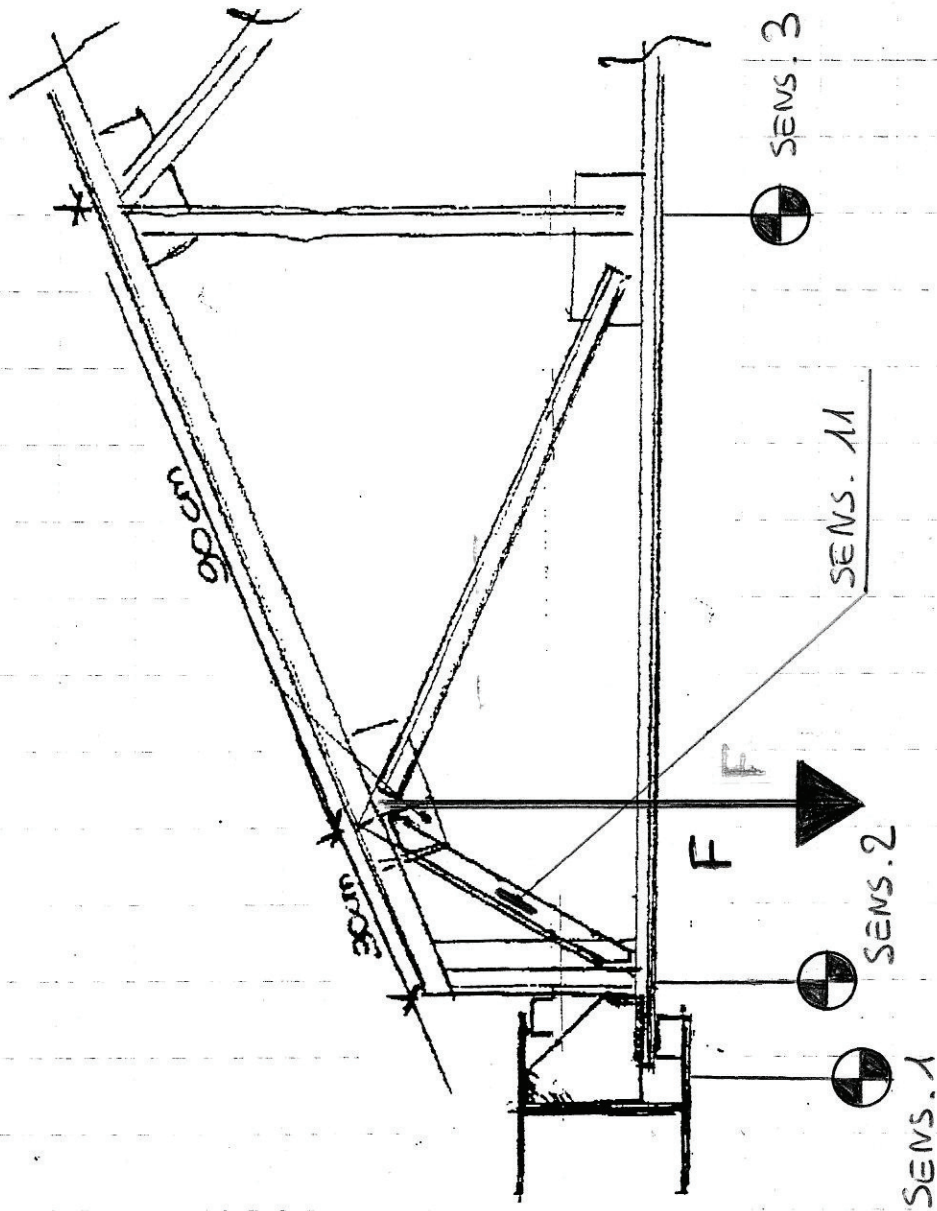
4 EMME Service S.p.A.

Per il Direttore Ing. Settimo Martinello

Il Procuratore

dr. arch. Alberto Capussotto





PROVE IN SITO

DESCRIZIONE SCHEMA POSIZIONE

CARICO E SENSORI

PROVA N. 253h/TO

IN DATA

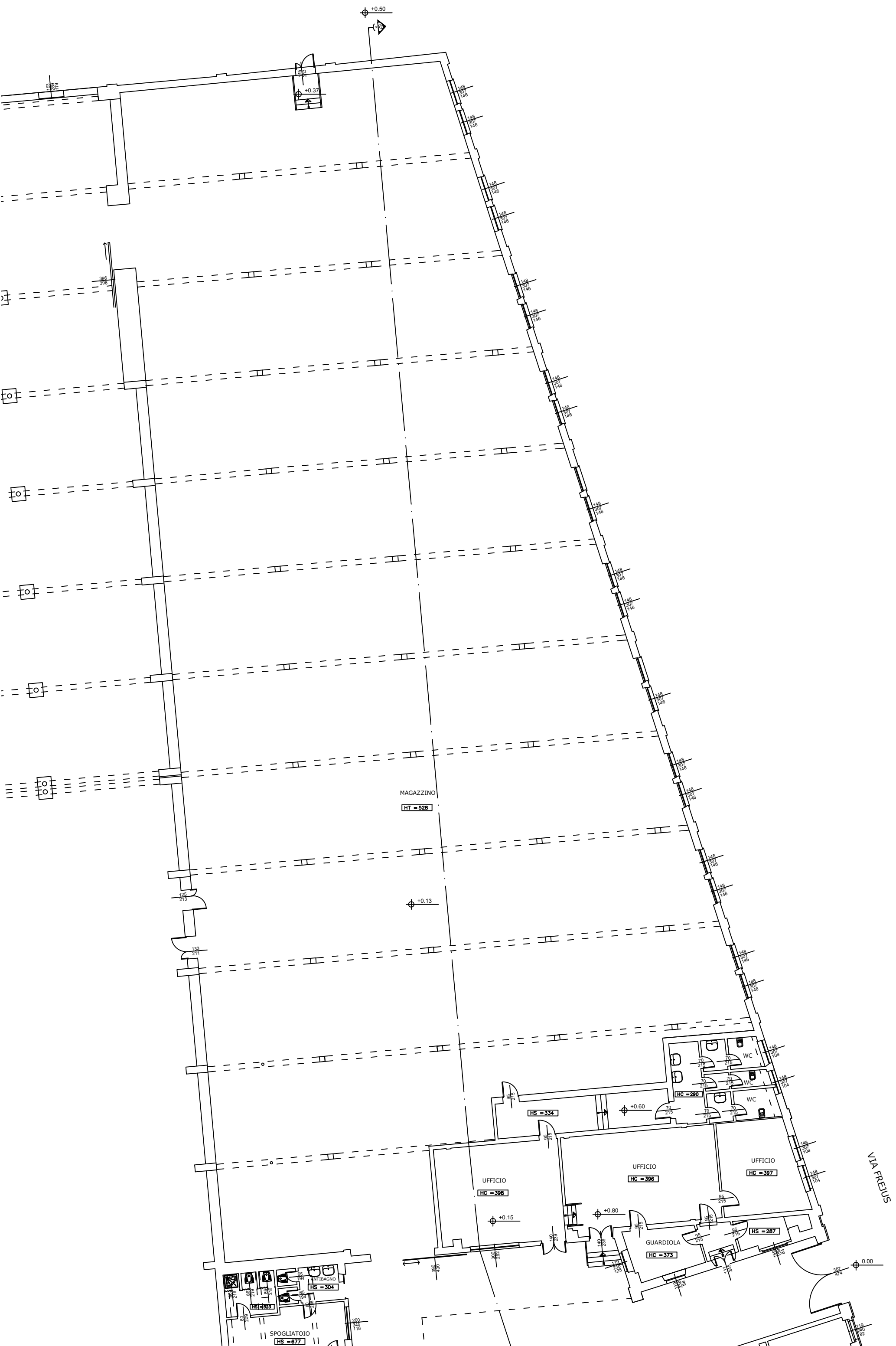
20/9/04

DISEGNO N.

01

ALLEGATO D

Pianta fabbricato da mantenere.



ALLEGATO E

Recupero funzionale dello stabile ex SNIA VISCOSA fra le vie Frejus,
Cesana, Moretta e Revello.

Progetto esecutivo strutture - Relazione illustrativa di calcolo.

Ing. Guido Petrino – S.T.D. Project Group – Studio ingegneri associati.

Il progettista: Ing. Michele Trovato.

Marzo 1997

CITTA' DI TORINO

D4 - SETTORE TECNICO RISTRUTTURAZIONI
E NUOVI EDIFICI MUNICIPALI

Recupero funzionale dello stabile ex SNIA VISCOSA
fra le vie Frejus, Cesana, Moretta e Revello

COLLABORAZIONE PER OPERE STRUTTURALI:

S.T.D. Project Group
STUDIO INGEGNERI ASSOCIATI

dott. ingg. Sergio Dejoma
Guido Gallione
Guido Petrino

Ing. Guido PETRINO



IL PROGETTISTA:
(Ing. Michele TROVATO)

Dott. Ing. MICHELE TROVATO
Lungo Po Antonelli 45 - TORINO
ORDINE INGEGNERI TORINO
2789 T

IL DIRIGENTE S.T. RISTRUTTURAZIONI
E NUOVI EDIFICI MUNICIPALI
E RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO
(arch. Dario SARDI)

PROGETTO ESECUTIVO STRUTTURE

OGGETTO:

RELAZIONE ILLUSTRATIVA DI CALCOLO

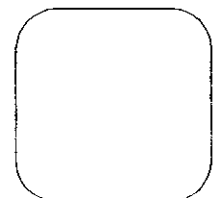
DATA

MARZO 1997

RIFERIMENTO

SCALA

REV	MODIFICHE	DATA	DISEGNATORE
0	AGGIORNAMENTO		
1	ELIMINAZIONE SVASATURE PILASTRI E CONTROSOFFITTO	LUGLIO 1999	
2			
3			
4			



RELAZIONE ILLUSTRATIVA E DI CALCOLO

(Art. 5 Legge 1086 del 5.11.1971)

1. PREMESSA

La presente relazione di calcolo si riferisce alle opere di ristrutturazione strutturale per il recupero funzionale del magazzino municipale, di superficie pari a circa duemila metri quadrati, facente parte dell'area ex SNIA VISCOSA, attestato sulla via Frejus, tra l'attuale ingresso all'area e la via Revello.

In relazione al particolare pregio della facciata dell'edificio prospiciente via Frejus, sono state adottate scelte progettuali tali da consentire una radicale ristrutturazione dell'edificio, mantenendone nel contempo invariate le principali caratteristiche architettoniche.

2. DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE

Le attuali strutture in conglomerato cementizio armato costituenti i telai disposti perpendicolarmente alla facciata principale sulla via Frejus, oltre che ad assolvere funzione portante della copertura, contribuiscono in maniera determinante alla stabilità della facciata stessa. Tale contributo è reso evidente dalle lesioni manifestatesi su tale facciata, all'angolo con via Revello, innescate da un locale cedimento delle fondazioni; in corrispondenza di tali lesioni manca infatti interamente il telaio in cemento armato che lega la facciata con il resto della struttura e la funzione portante è affidata alla muratura prospiciente la via Revello.

Considerato il cattivo stato di conservazione di diversi pilastri, interessati da vistose deformazioni e profonde lesioni, e le caratteristiche di resistenza non omogenee

e localmente insoddisfacenti, riscontrate tramite prove sclerometriche in situ sul conglomerato cementizio costituente le strutture, è stata prevista la cerchiatura di tutti i pilastri.

Il suddetto involucro di cerchiatura dei pilastri esistenti termina inferiormente direttamente sui plinti di fondazione. Si considera che tutto il carico trasmesso dai pilastri consolidati possa essere assorbito dalle attuali fondazioni, con un tasso di lavoro sul terreno sottostante inferiore ad 1,2 kg/cmq.

Perimetralmente, sul lato verso via Frejus, laddove non risulta possibile realizzare la suddetta cerchiatura dei pilastri, sono previsti dei pilastri in acciaio costituiti da due profilati HEA 120, gravanti sul cordolo di rinforzo della fondazione.

Tutta la facciata verso Via Frejus risulta attualmente fondata su di una muratura realizzata tramite una serie di archi che scaricano i carichi applicati sul terreno sottostante in maniera disomogenea, causando delle concentrazioni di tensioni in corrispondenza delle zone in cui convergono i suddetti archi.

Risulta pertanto opportuno, visto anche il cedimento locale già manifestatosi, realizzare dei cordoli di ripartizione dei carichi lungo tutto il lato in questione, in modo tale garantire un'omogenea ripartizione delle tensioni sul terreno.

Sul fronte di via Revello, dove non esistono pilastri in c.a. e la funzione portante è affidata alla muratura, si prevedono interventi di rinforzo costituiti da pilastri integrativi in profilato di acciaio HEA 220 fondati su dei nuovi plinti in c.a. ed affiancati alla muratura esistente, volti a sgravare le attuali strutture e murature portanti.

Il nuovo telaio assolverà anche funzione di legatura della suddetta parte di facciata verso Via Frejus, di particolare pregio ed interessata da lesioni, con la parete verso Via Revello.

Le travi attuali, sgravate del peso della copertura, continueranno ad assolvere funzione portante della soletta in putrelle metalliche e tavelloni, mentre il carico della nuova copertura sarà trasmesso ai suddetti pilastri consolidati mediante travi in profilato di acciaio IPE 330 disposte al di sopra delle attuali travi in cemento armato e da queste debitamente distanziate, in modo tale da poter reggere autonomamente tutto il carico della nuova copertura.

La scelta di affidare tutto il carico della nuova copertura alle nuove travi metalliche è motivata, oltre che dalla mancanza di dati certi sulla qualità ed omogeneità dei materiali a suo tempo impiegati, anche dai cospicui incrementi di carico neve

introdotti dal nuovo Decreto del 16 Gennaio 1996, inerente i "criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".

Considerata la modesta importanza statica delle opere in progetto, in rapporto alla stabilità globale dell'insieme opera-terreno, si omette la relazione geologica, come previsto dal D.M. 11 Marzo 1988, par. A2 e si considera ammissibile una pressione sul terreno dell'ordine di 1,5 kg/cmq.

3) CRITERI DI CALCOLO E NORMATIVE DI RIFERIMENTO.

Il calcolo delle sollecitazioni e delle tensioni è condotto con il criterio delle tensioni ammissibili, in osservanza delle normative vigenti, e precisamente:

- **Legge 1086 del 5.11.1971 :** Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.

- **D.M. 09.01.1996 :** Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di cemento armato normale e precompresso ed per le strutture metalliche.

- **D.M 16.01.1996 :** Norme tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".

- **Circolare 4.07.1996 :** Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" di cui al D.M. 16.01.1996.

- **D.M. 11.03.1988 :** Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce ed i criteri generali per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre.

- **Norme C.N.R. 10011 :** Costruzioni in acciaio: Istruzioni per il Calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione.

4) CONDIZIONI DI CARICO

Si considera agente sulla copertura il carico della neve:

Quota di riferimento: 280 m. s.l.m.

$$q_{sk} = 1,60 + 3 (280 - 200) / 1000 = 1,84 \text{ kN/mq} = 184 \text{ kg/mq}$$

Considerando la tipologia della copertura a più falde e l'angolo formato dalle falde con l'orizzontale, il suddetto carico neve dovrà essere moltiplicato per dei coefficienti di forma, variabili tra 0,8 ed 1,44 a seconda delle condizioni di carico previste dalla Normativa.

$$\text{Pendenza falde} = \arctg 130/300 = 23,4^\circ$$

risulta pertanto:

$$\begin{aligned} u_1 &= 0,80 \\ u_2 &= 0,92 \\ u_3 &= 1,44 \\ u_{1^*} &= 0,64 \end{aligned}$$

Sono stati quindi considerati agenti i seguenti carichi:

- Peso proprio strutture metalliche	30	kg/mq
- Carico permanente copertura in lamiera	10	kg/mq
- Carico accidentale neve con u1	150	kg/mq
- Carico accidentale neve con u2	170	kg/mq
- Carico accidentale neve con u3	265	kg/mq
- Carico accidentale neve con u1*	120	kg/mq

Il carico neve massimo risulta applicato localmente nelle zona di compluvio delle falde, per considerare i possibili accumuli di neve, mentre il carico minimo e quelli intermedi risultano applicati diversamente a seconda delle varie condizioni di carico adottate.

5) MATERIALI IMPIEGATI

CARATTERISTICHE

- Calcestruzzo : **Rck.: 250 kg/cmq**
Classe di consistenza: S2
Granulometria max. inerte: 3 cm, conformemente alle
specifiche di cui al punto 3.3.4 del capitolato speciale.

- Acciaio per armature Tipo **FeB44 K** controllato
- Acciaio per carpenteria : Tipo **Fe 360 B.**

6) METODO DI CALCOLO

Si adotta il metodo di calcolo alle tensioni ammissibili.

I valori ammissibili di riferimento per le resistenze risultano pertanto essere:

Conglomerato cementizio (sezioni inflesse):

- Tensione a compressione : 85 kg/cmq
- Tensione a taglio : 5,3 kg/cmq

Acciaio per armature:

- Tensione : 2600 kg/cmq

Elementi di carpenteria metallica:

- Tensione a trazione e compressione : 1.600 kg/cmq
- Tensione a taglio : 924 kg/cmq

7) DIMENSIONAMENTO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI.

7.1 Putrelle IPE 330

Caratteristiche geometriche del profilato IPE 330 desunte da manuale:

- Area A	=	62,6	cm ²
- Momento d'inerzia J	=	11.770	cm ⁴
- Modulo di resist. W	=	713	cm ³
- Peso proprio putrella	=	49,1	kg/m

La putrella è soggetta ai seguenti carichi concentrati ad interasse pari a 2,5 m.:

$$\text{Carico neve max} = (265+150)/2 \times 6 \times 2,5 = 3.112 \text{ kg}$$

$$\text{Carico p.p. copertura e perm} = 30 \times 6 \times 2,5 = 450 \text{ kg}$$

$$\text{Totale} = 3.562 \text{ kg}$$

Per cui:

$$M \text{ carichi su putrella} = 3.562 \times 2,2 = 7.837 \text{ kgxm.}$$

$$M \text{ p.p. putrella} = 49,1 \times 6,9^2/8 = 293 \text{ kgxm}$$

$$\text{Totale} = 8.130 \text{ kgxm}$$

$$\text{Tensione sigma per flessione} = M/W = 1.140 \text{ kg/cmq}$$

Tale sollecitazione è largamente inferiore a quella ammissibile, pari a 1.600 kg/cmq

$$\text{Freccia massima totale:} = 1,65 \text{ cm}$$

Tale valore corrisponde circa ad 1/400 della luce della putrella.

7.2 Arcarecci UPN 100

Caratteristiche geometriche del profilato UPN 100 desunte da manuale:

- Area A	=	13,5	cm ²
- Momento d'inerzia J x	=	205	cm ⁴
- Modulo di resist. W x	=	41,1	cm ³
- Momento d'inerzia J y	=	11.770	cm ⁴
- Modulo di resist. W y	=	29,1	cm ³
- Peso proprio profilato	=	10,6	kg/m

Gli arcarecci soggetti al carico della neve nella zona di accumulo sono sottoposti ad un carico massimo verticale pari a 245 kg/mq

Considerando l'interasse degli arcarecci in proiezione orizzontale pari a 0,85 m., si ricava un carico pari a :

Carico neve max = 245 x 0,85	=	208	kg/m
Carico p.p. profilato =	=	11	kg/m

Totale arrotondato	=	220	kg/m

Tale forza si scompone nelle due direzioni principali riferite all'arcareccio:

F. perpendicolare all'asse xx	=	202	kg/m
F. perpendicolare all'asse yy	=	88	kg/m

Da cui:

M xx =	202*2,5 ² /8	=	158	kgxm.
M yy =	88*2,5 ² /8	=	69	kgxm

Tensione sigma per flessione = $M_{xx}/W_x + M_{yy}/W_y = 1.201$ kg/cm²

Tale sollecitazione è largamente inferiore a quella ammissibile, pari a 1.600 kg/cm²

La freccia massima totale è ricavata come risultante delle frecce calcolate per le due direzioni principali, considerando l'arcareccio semplicemente appoggiato e risulta pari a 0,74 cm.

Tale valore corrisponde circa ad 1/340 della luce dell'arcareccio.

7.3 Cerchiatura pilastri

Carico sulla trave IPE 330 =	$3.563 / 2,5$	=	1.424 kg/m
p.p. IPE 330		=	49 kg/m

	Totale arrotondato	=	1.500 kg/m
Carico sul guscio: 7,25 x 1500		=	10.875 kg
p.p. cerchiatura		=	2.100 kg

	Totale arrotondato	=	13.000 kg
Compressione sul c.l.s. :	$13.000 / (10 \times 160)$	=	8,1 kg/cm ²

Il carico verticale continua ad essere trasmesso alla fondazione preesistente tramite l'originario pilastro in c.a. Al carico sulla cerchiatura deve essere aggiunto il p.p. delle travi, dei pilastri in c.a. e delle fondazioni esistenti.

Carico totale in fondazione:		=	19.000 kg
Compress. sul terreno sotto il magrone:	$19.000 / (130 \times 130)$	=	1,13 kg/cm ²

Lo zoccolo della cerchiatura del pilastro viene tuttavia precauzionalmente dimensionato come se tutto il carico delle nuove strutture si scaricasse sullo zoccolo stesso.

Compressione sull'attuale pavimentazione in c.l.s.:			
	$13.000 / (120 \times 120)$	=	0,9 kg/cm ²

M flettente sullo zoccolo:	$0,9 \times 150 \times 35 \times 35 / 2$	=	82.700 kgxcm
----------------------------	--	---	--------------

Sullo zoccolo, di spessore pari a 15 cm ed armato con 8+8 d12, si avrà:

- tensione sull'acciaio		=	699 kg/cm ²
- compressione sul calcestruzzo		=	23 kg/cm ²

7.4 Pilastri HEA 120

Caratteristiche geometriche del profilato HEA 120 desunte da manuale:

- Area A	=	25,3	cm ²
- Momento d'inerzia J	=	606	cm ⁴
- Modulo di resist. W	=	106	cm ³
- Raggio d'inerzia i	=	4,89	cm
- Peso proprio putrella	=	19,9	kg/m

Carico in testa ai pilastri:	=	5.500	kg
Snellezza pilastri:	600/4,89	=	122
Coeff. omega	=	2,37	
Tensione acciaio:	5.500 x 2,37 / (2 x 25,3)	=	258 kg/cmq

7.5 Portali di testata

I portali sono costituiti da travi e pilastri in HEA 220

Caratteristiche geometriche del profilato HEA 220 desunte da manuale:

- Area A	=	64,3	cm ²
- Momento d'inerzia J	=	5.410	cm ⁴
- Modulo di resist. W	=	515	cm ³
- Raggio d'inerzia i min	=	5,51	cm
- Peso proprio putrella	=	50,5	kg/m

Tali travi sono soggette ad un carico pari alla metà di quello agente sulle IPE 330

Pertanto:

M carichi su putrella	=	3.562 / 2 x 2,35	=	4.185	kgxm.
M p.p. putrella	=	50,5 x 7,2 ² / 8	=	327	kgxm

		Totale	=	4.512	kgxm

Tensione sigma per flessione = M/W = 876 kg/cmq

Tale sollecitazione è largamente inferiore a quella ammissibile, pari a 1.600 kg/cmq

Freccia massima totale: = 2,18 cm

Tale valore corrisponde circa ad 1/330 della luce della putrella.

Carico in testa ai pilastri: = 5.500 kg

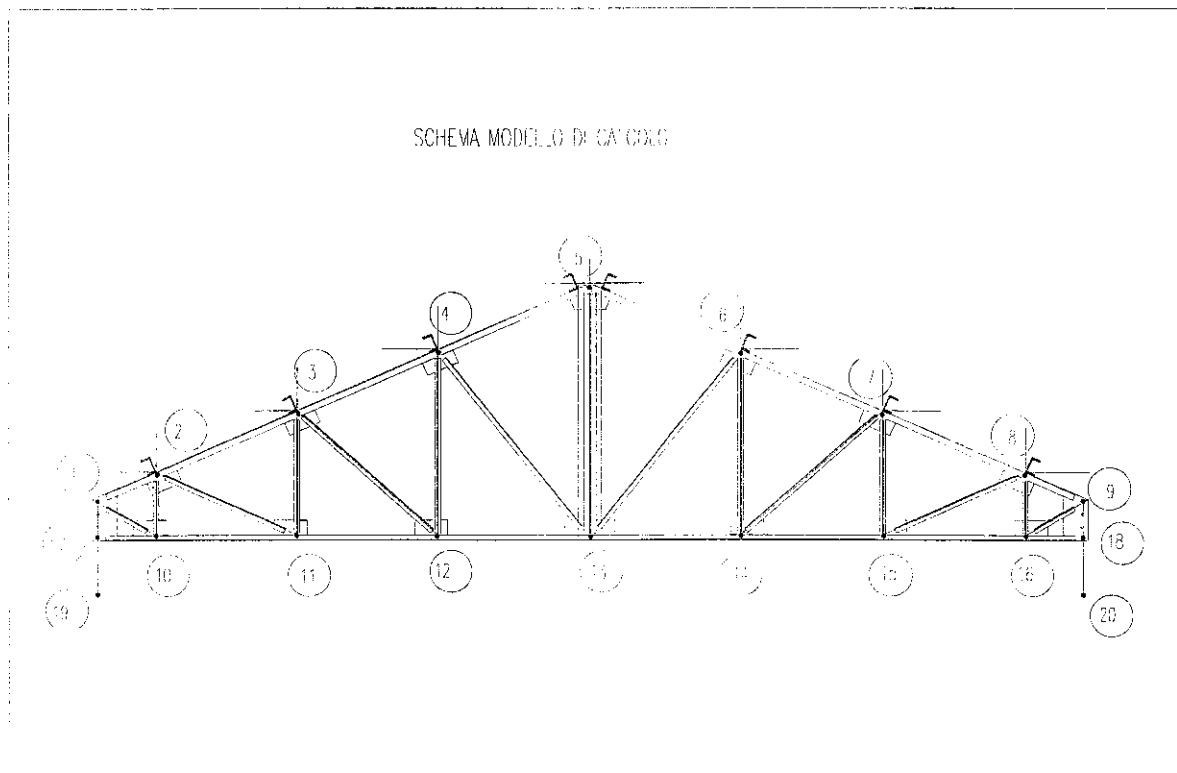
Snellezza pilastri: $600/5,51$ = 108

Coeff. omega = 1,99

Tensione acciaio: $5.500 \times 1,99 / 64,3$ = 170 kg/cmq

7.6 Capriate metalliche

Si allegano di seguito lo schema del modello di calcolo adottato ed il tabulato relativo al calcolo ed alla verifica della capriata.



INDICE

1) PREMESSA	1
2) DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE	1
3) CRITERI DI CALCOLO E NORMATIVE DI RIFERIMENTO.	4
4) CONDIZIONI DI CARICO	5
5) MATERIALI IMPIEGATI.....	6
6) METODO DI CALCOLO.....	6
7) DIMENSIONAMENTO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI.....	7
7.1 Putrelle IPE 330.....	7
7.2 Arcarecci UPN 100.....	8
7.3 Cerchiatura pilastri.....	9
7.4 Pilastri HEA 120.....	10
7.5 Portali di testata	10
7.6 Capriate metalliche.....	11

ALLEGATO F

Recupero funzionale dello stabile ex SNIA VISCOSA fra le vie Frejus,
Cesana, Moretta e Revello.

Varianti di opere strutturali – Relazione di verifica statica

Ing. Guido Petrino – S.T.D. Project Group – Studio ingegneri associati.

Novembre 2000



IMPRESA - COSTRUZIONE
TECNOCAP s.r.l.

Sede legale: Via Valdellatorre, 129 - 10091 ALPIGNANO (TO)
Telefono 011.96606850 - Fax 011.9660855

Arch. Fontana

Settore Tecnico Ristrutturazioni e Nuovi Edifici Municipali		
28 NOV. 2000		
N°	2785	
Cat.	X	Cl. 10 Fase F

Spett.le COMUNE DI TORINO
D4 - Settore Tecnico Ristrutturazioni
E Nuovi Edifici Municipali
P.zza S. Giovanni 5
10122 TORINO

alla c.a. **Spett.le DIRIGENTE DEL SETTORE**
Arch. Dario Dott. SARDI

OGGETTO: Lavori di recupero del complesso di proprietà Municipale compreso tra le vie Frejus, Revello, Cesana e Moretta in Torino, da destinarsi a Servizi Comunali.

Con la presente si invia **Relazione di calcolo statico con disegni allegati**, riguardanti le **modifiche strutturali del magazzino 1 del cantiere come da oggetto**, a firma dell'Ing. **Guido PETRINO** nominato dalla **Ditta Scrivente Direttore Lavori delle opere strutturali**.

Restando a disposizione per eventuali chiarimenti che si rendessero necessari, si coglie l'occasione per porgere i Nostri distinti saluti.
Torino, li 27/11/2000


TECNOCAP S.r.l.

All.ti: n. 2 copie relazione di calcolo con disegni allegati

COMUNE DI TORINO

UFFICIO TECNICO LL.PP.
SETTORE 1° FABBRICATO MUNICIPALI

Oggetto:

Recupero funzionale dello stabile ex SNIA VISCOSA
fra le vie Frejus, Cesana, Moretta e Revello

Committente:

TECNOCAP S.r.l.

VARIANTI DI OPERE STRUTTURALI

Titolo:

RELAZIONE DI VERIFICA STATICA

Progettista:

S.T.D. Project Group
STUDIO INGEGNERI ASSOCIATI

dott. ing. Sergio DEJOMA, Guido GALLIONE, Guido PETRINO
Via S. Paolo 53 - 10141 - TORINO - Tel 38.22.081 Fax 33.52.629
e-mail: stdproject@iol.it



ing. Guido PETRINO

Rev 0-emissione:

Scala:

tavola n.

Prog. GP

Coll. alla Prog.

N.	Data	Revisioni
1:		
2:		
3:		



RELAZIONE DI VERIFICA STATICA

1) PREMESSA E DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE

La presente relazione di verifica statica si riferisce ad una parte delle opere di ristrutturazione strutturale per il recupero funzionale del magazzino municipale, di superficie pari a circa duemila metri quadrati, facente parte dell'area ex SNIA VISCOSA, attestato sulla via Frejus, tra l'attuale ingresso all'area e la via Revello.

La redazione della relazione è stata redatta su richiesta dell'Impresa TECNOCAP S.r.l., esecutrice delle opere suddette, al fine di proporre alla Direzione Lavori Municipale alcune variazioni migliorative di sua ideazione.

Tali modifiche, oggetto della presente relazione di verifica statica, sono precisamente:

- sostituzione delle travi previste originariamente in IPE 330 con travi tipo HEB 240, al fine di poter recuperare un maggior spazio per l'inserimento di una canaletta di raccolta acque di dimensioni superiori a quelle originariamente previste;
- cerchiatura dei pilastri esistenti con angolari e piatti metallici anziché con guscio in calcestruzzo, per maggior rapidità di esecuzione;
- creazione di un nuovo plinto realizzato direttamente sulla vecchia fondazione, inglobante gli angolari metallici di cerchiatura.

La soluzione progettuale originaria prevedeva che l'involucro di cerchiatura dei pilastri terminasse inferiormente direttamente sui plinti di fondazione esistenti, considerato che tutto il carico trasmesso dai pilastri consolidati poteva essere assorbito dalle attuali fondazioni, con un tasso di lavoro sul terreno sottostante inferiore ad 1,2 kg/cmq.

Il nuovo plinto viene ora comunque cautelativamente calcolato nell'ipotesi che tutto il carico di competenza del relativo pilastro sia trasmesso al detto nuovo plinto, in considerazione:

- a) degli angolari saldati alla cerchiatura del pilastro ed annegati nel plinto;
- b) della riduzione di sezione del tratto terminale del pilastro che sarà annegato nel nuovo plinto, al di sotto della pavimentazione, dovuta al degrado del calcestruzzo o comunque creata artificialmente prima del getto del plinto, in modo tale da assicurare una sufficiente resistenza allo scorrimento del pilastro all'interno del nuovo plinto.

2) CRITERI DI CALCOLO E NORMATIVE DI RIFERIMENTO.

Il calcolo delle sollecitazioni e delle tensioni è condotto con il criterio delle tensioni ammissibili, in osservanza delle normative vigenti, e precisamente:

- **Legge 1086 del 5.11.1971 :** Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- **D.M. 09.01.1996 :** Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di cemento armato normale e precompresso ed per le strutture metalliche.
- **Circ. 4.07.1996 N. 156 AA.GG./STC. :** Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" di cui al D.M. 16.01.1996.
- **Circ. 15.10.1996 N. 252 AA.GG./S.T.C. :** Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per il per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di cemento armato normale e precompresso ed per le strutture metalliche" di cui al D.M. 9.01.1996.
- **D.M 16.01.1996 :** Norme tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".
- **Circolare 4.07.1996 :** Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" di cui al D.M. 16.01.1996.
- **Norme C.N.R. 10011 :** Costruzioni in acciaio: Istruzioni per il Calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione.

3) CONDIZIONI DI CARICO

Quota di riferimento: 280 m. s.l.m.

$$q_{sk} = 1,60 + 3 (280 - 200) / 1000 = 1,84 \text{ kN/mq} = 184 \text{ kg/mq}$$

Considerando la tipologia della copertura a più falde e l'angolo formato dalle falde con l'orizzontale, il suddetto carico neve dovrà essere moltiplicato per dei coefficienti di forma, variabili tra 0,8 ed 1,44 a seconda delle condizioni di carico previste dalla Normativa.

$$\text{Pendenza falde} = \arctg 130/300 = 23,4^\circ$$

risulta pertanto:

u1	= 0,80
u2	= 0,92
u3	= 1,44
u1*	= 0,64

Sono stati quindi considerati agenti i seguenti carichi:

- Peso proprio strutture metalliche	30	kg/mq
- Carico permanente copertura in lamiera	10	kg/mq
- Carico accidentale neve con u1	150	kg/mq
- Carico accidentale neve con u2	170	kg/mq
- Carico accidentale neve con u3	265	kg/mq
- Carico accidentale neve con u1*	120	kg/mq

Il carico neve massimo risulta applicato localmente nelle zona di compluvio delle falde, per considerare i possibili accumuli di neve, mentre il carico minimo e quelli intermedi risultano applicati diversamente a seconda delle varie condizioni di carico adottate.

4) MATERIALI IMPIEGATI

CARATTERISTICHE

- Calcestruzzo : **Rck.: 250 kg/cmq**

- Classe di esposizione : 2b** (copriferro 2,5 cm)
- Classe di consistenza : S4**

- Acciaio da armatura **FeB44 K** controllato in stabilimento
- Acciaio per carpenteria : **Fe360**

5) METODO DI CALCOLO

Si adotta il metodo di calcolo alle tensioni ammissibili.

I valori ammissibili di riferimento per le resistenze risultano pertanto essere:

Conglomerato cementizio (sezioni inflesse) Rck 250 kg/cm²:

- Tensione a compressione : 85 kg/cm²
- Tensione a taglio : 5,3 kg/cm²

Acciaio per armature

- Tensione : 2600 kg/cm²

Elementi di carpenteria metallica

- Tensione a trazione e compressione : 1.600 kg/cm²
- Tensione a taglio : 924 kg/cm²

6) DIMENSIONAMENTO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI.**6.1 Putrelle HEB 240**

Caratteristiche geometriche del profilato HEB 240 desunte da manuale:

- Sezione A = 106,0 cm²
- Momento d'inerzia J = 11.259 cm⁴
- Modulo di resist. W = 938 cm³
- Peso proprio putrella = 83,2 kg/m

La putrella è soggetta ai seguenti carichi concentrati ad interasse pari a 2,5 m.:

Carico neve max = $(265+150)/2 \times 6,05 \times 2,5$	=	3.138 kg
Carico p.p. copertura e perm = $40 \times 6,05 \times 2,5$	=	605 kg

Totale	=	3.743 kg ogni 2,5 m

Per cui, considerando la condizione più gravosa, costituita da una capriata centrale e due capriate a 1,075 m. dagli appoggi (considerando una distanza netta tra gli appoggi della trave pari a 7,15 m. ed un interasse tra le capriate di 2,5 m.)

$$\begin{array}{rcl}
 \text{M carichi su putrella HEB 240} & = & 3.743 \times 1,075 + 3.743 \times 7,15/4 = 10.714 \text{ kgxm.} \\
 \text{M p.p. putrella} & = & 83,2 \times 6,9^2/8 = 495 \text{ kgxm} \\
 & & \text{-----} \\
 \text{Totale} & = & 11.209 \text{ kgxm}
 \end{array}$$

$$\begin{array}{rcl}
 \text{Tensione sigma per flessione} & = & M/W = 1.120.900/938 = 1.195 \text{ kg/cm}^2 \\
 \text{Tale sollecitazione è largamente inferiore a quella ammissibile, pari a 1.600 kg/cm}^2
 \end{array}$$

Freccia massima totale dovuta al solo sovraccarico accidentale = 1,88 cm
 Tale valore corrisponde ad 1/380 della luce della putrella e quindi, considerando il tipo di copertura in lamiera, ancora tollerabile.

$$\begin{array}{rcl}
 \text{Freccia per il peso proprio e per i carichi permanenti} & = & 0,48 \text{ cm} \\
 \text{Freccia totale} & = & 2,36 \text{ cm}
 \end{array}$$

6.2 Cerchiatura pilastri

$$\begin{array}{rcl}
 \text{Carico sulle putrelle HEB 240} & = & 3.743 / 2,5 = 1.497 \text{ kg/m} \\
 \text{p.p. HEB 240} & = & 84 \text{ kg/m} \\
 & & \text{-----} \\
 \text{Totale} & = & 1.581 \text{ kg/m}
 \end{array}$$

$$\begin{array}{rcl}
 \text{Carico in testa al pilastro: } 7,25 \times 1581 & = & 11.462 \text{ kg} \\
 \text{p.p. pilastro e trave in c.a.} & = & 4.388 \text{ kg} \\
 & & \text{-----} \\
 \text{Totale} & = & 15.850 \text{ kg}
 \end{array}$$

$$\text{Compressione sul c.l.s. del pilastro : } 15.850/(30 \times 30) = 17,61 \text{ kg/cm}^2$$

La cerchiatura dei pilastri proposta risulta compatibile con l'entità delle compressioni sul calcestruzzo e con le dimensioni del pilastro.

6.3 NUOVI PLINTI IN OPERA

Carico sul plinto	= 15.850 kg
Peso proprio plinto 1,4x1,4x0,5 m.	= 2.812 kg
Carico sulla sottofondazione	= 0,95 kg/cm ²
M max plinto	= 3.258 kgxm
Traz. Max. su acciaio (4 d 12 mm)	= 1.605 kg/cm ²
Compress. Max su c.l.s.	= 16,05 kg/cm ²

6.4 SCHEMI GRAFICI

Si allega di seguito lo schema grafico per il montaggio delle putrelle HEB 240 e per la cerchiatura dei pilastri.

Si allegano quindi gli schizzi delle strutture proposti dalla Ditta.

A/O

FAZZOLETTI S = 20mm.

HEB 240

minimo

30mm

20mm.

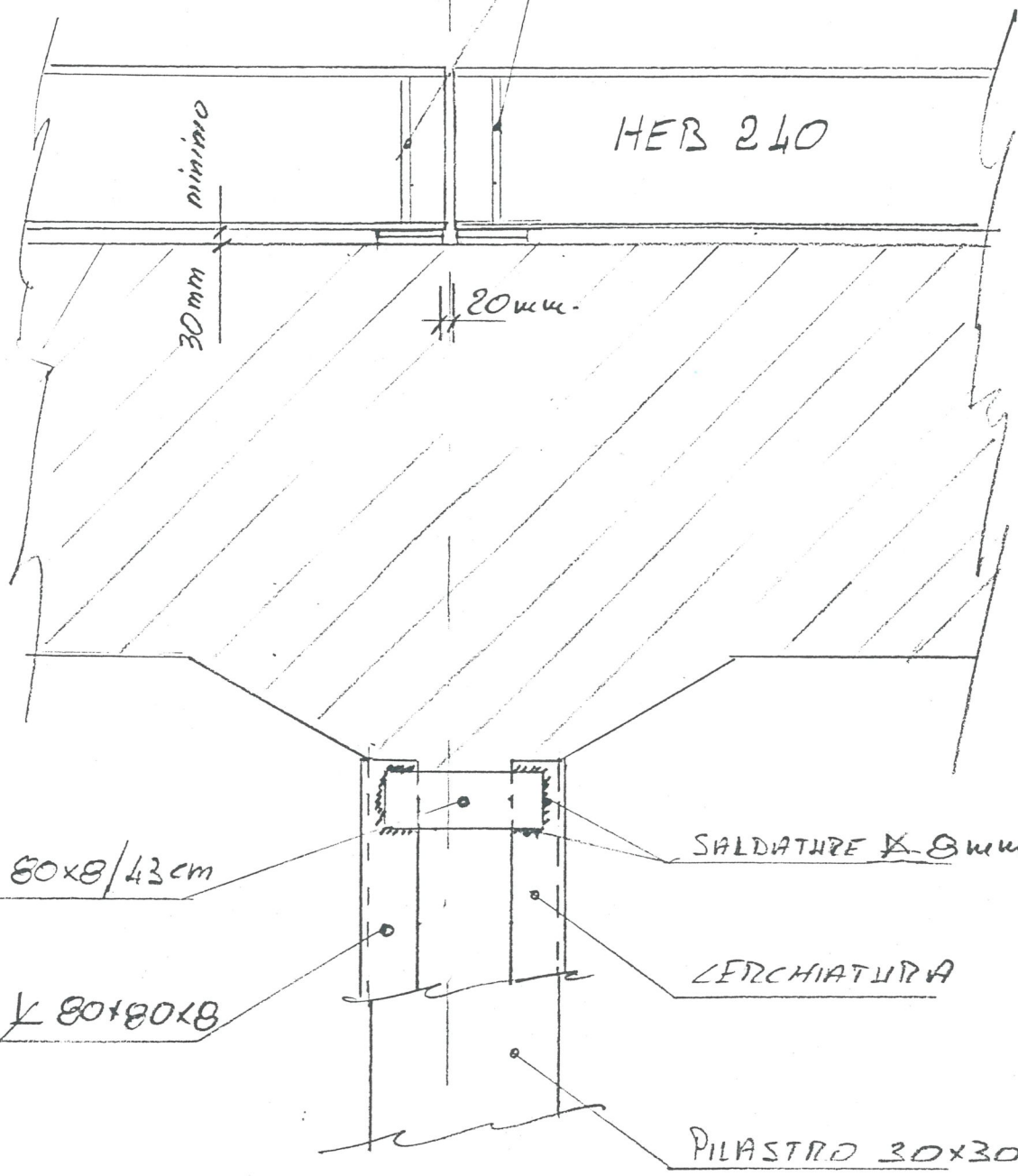
L 80x8/43cm

V 80x80x8

SALDATURE 8mm.

CERCHIATURA

PILASTRO 30x30cm



HEB 240

Nuova Trave

HEB 240

VECCHIA TRAVE IN C. A.

PILASTRO
ESISTENTE
30 x 30 cm

Angolare 80x80x8 mm

piatto 80x8 mm

~ 43 cm
~ 43 cm

quota pavimento

Nuovo plinto
140 x 140 x 50

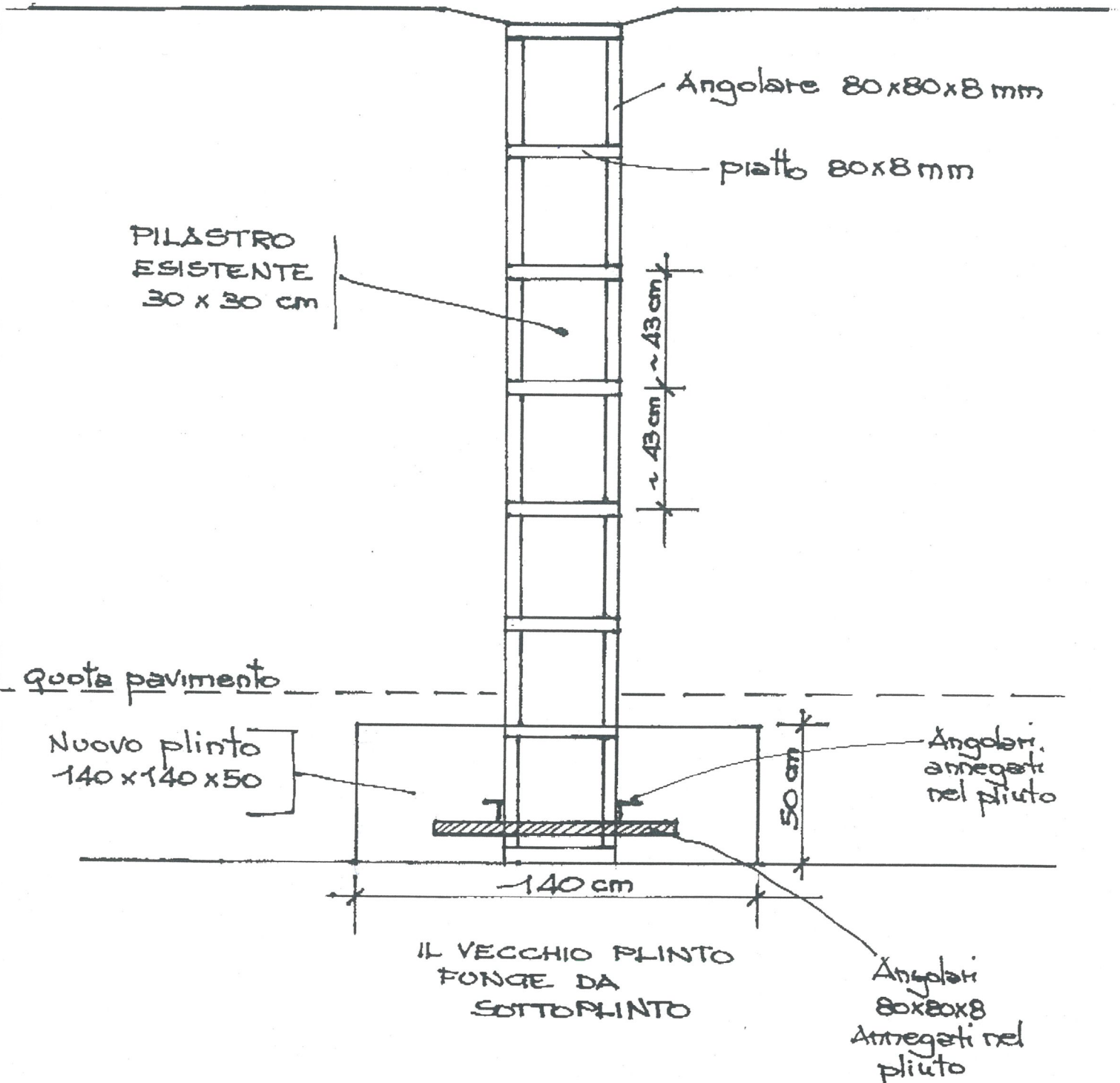
Angolari,
annegati
nel plinto

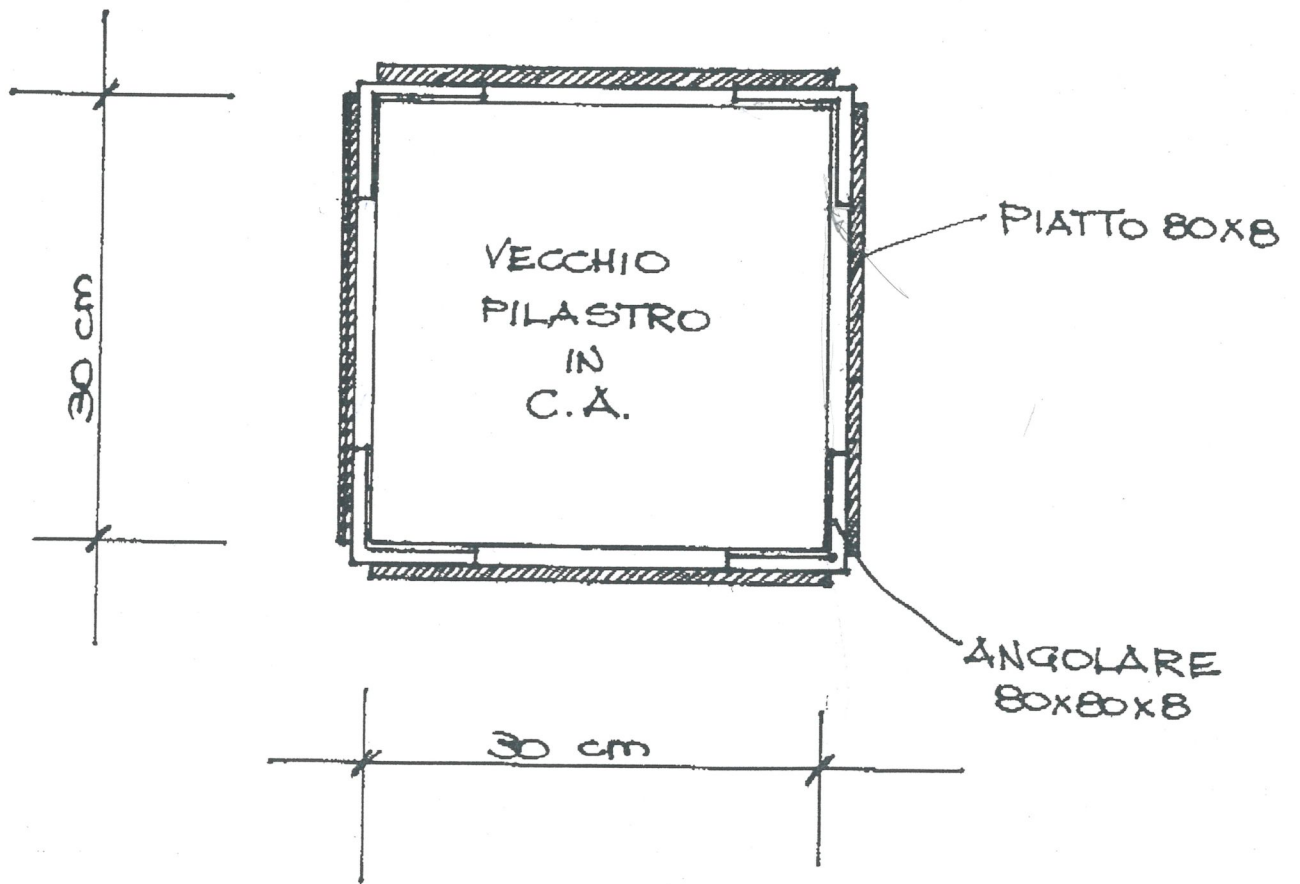
50 cm

140 cm

IL VECCHIO PLINTO
FUNGE DA
SOTTOPLINTO

Angolari
80x80x8
Annegati nel
plinto





SEZIONE sc 1:5

INDICE

1) PREMESSA E DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE.....	2
2) CRITERI DI CALCOLO E NORMATIVE DI RIFERIMENTO.....	3
3) CONDIZIONI DI CARICO.....	4
4) MATERIALI IMPIEGATI.....	4
5) METODO DI CALCOLO	5
6) DIMENSIONAMENTO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI.	5
6.1 PUTRELLE HEB 240	5
6.2 CERCHIATURA PILASTRI	6
6.3 NUOVI PLINTI IN OPERA.....	7
6.4 SCHEMI GRAFICI	7
INDICE.....	8