

COMUNE DI UDINE

PROVINCIA DI UDINE

Completamento solaio e realizzazione di scala interna presso edificio Portineria ex Cottonificio

COMMITTENTE: UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI UDINE

REGIONE AUTONOMA
FRIULI VENEZIA GIULIA
DIREZIONE REGIONALE
LAVORI PUBBLICI UDINE
L. 5.11.1971 N. 1069 DEPOSITATO
L. P. 9.5.1980 N. 17
001440-8 LUG 11

PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO DELLE STRUTTURE

| | | |
|---|----------------------|---|
| R | RELAZIONE DI CALCOLO | <p>Regione Autonoma Friuli Venezia Giulia Direzione regionale infrastrutture, edilizia, pianificazione, territorio e lavori pubblici ORGANISMO TECNICO PER L'OSSERVANZA DELLE NORME SISMICHE IL PRESENTE PROGETTO ESAMINATO IN DATA 20 LUG 2011 HA OTTENUTO PARERE POSITIVO</p> |
|---|----------------------|---|

PROGETTO DELLE STRUTTURE:

ING. MARINO DEL PICCOLO, Via A.L. Moro 30/9 - 33100 UDINE tel. 0432.204156

Ing. MARINO DEL PICCOLO
ORDINE DEGLI INGEGNERI
PROV. DI UDINE POS. N° 1625

INDICE ANALITICO

PREMESSA

- I . ASSEVERAZIONE
- II . ASSEVERAZIONE – CLASSIFICAZIONE CATEGORIA
- III . RELAZIONE ILLUSTRATIVA SUI MATERIALI IMPIEGATI
- IV . RELAZIONE SOSTITUTIVA DI RELAZIONE GEOLOGICA
- V . RELAZIONE SULLE FONDAZIONI E GEOTECNICA
- VI . RELAZIONE DI CALCOLO
- 1. NOTE DESCRITTIVE
- 2. ANALISI DEI CARICHI
- 3. PARAMETRI DI CALCOLO
- 4. STRUTTURE VERTICALI – VERIFICA SISMICA
- 5. SCALA METALLICA
- 6. SOLAIO DI PIANO
- VI . RIFERIMENTI NORMATIVI E BIBLIOGRAFICI

ALLEGATI

A

Elaborati grafici strutturali per edificio esistente con deposito presso la Direzione Provinciale dei servizi Tecnici di Udine con il titolo “Lavori di sistemazione fabbricati ed aree esterne ex cotonificio udinese -2°lotto” al n°1610-93 del 06-ott-1993 a firma degli Ing. Giuseppe Tricarico (n°1284) e dott. Ing. Aberto Motta (n°1662) iscritti all’Ordine degli Ingegneri di Udine.

Il parere favorevole della Commissione Tecnica per l’osservanza delle norme sismiche n°254 del 06-ott-1993.
Caratteristiche dei materiali e relazione geologica.

B

Collaudo di questo 2° lotto datato 06-05-1997, a firma del Collaudatore Ing. Pier Giorgio Malerba iscritto all’ordine degli Ingegneri di Novara con n°602/74.

PREMESSA

L'edificio oggetto della presente relazione è ubicato in Udine in via delle Scienze, laterale di via Cotonificio, ed è facente parte del complesso universitario chiamato ex Cotonificio. Il progetto riguarda il **“Completamento solaio e realizzazione di scala interna presso edificio Portineria ex Cotonificio”** nella parte B dell'edificio in oggetto. Il progetto prevede il completamento di un solaio con una cappa in c.a. e lamiera grecata e la realizzazione di una scala metallica, opere queste previste nel precedente lotto e non ancora completate.

L'edificio in oggetto realizzato nel 1994 con deposito presso la Direzione Provinciale dei servizi Tecnici di Udine con il titolo “Lavori di sistemazione fabbricati ed aree esterne ex cotonificio udinese -2°lotto” al n°1610-93 del 06-ott-1993 a firma degli Ing. Giuseppe Tricarico (n°1284) e dott. Ing. Aberto Motta (n°1662) iscritti all'Ordine degli Ingegneri di Udine.

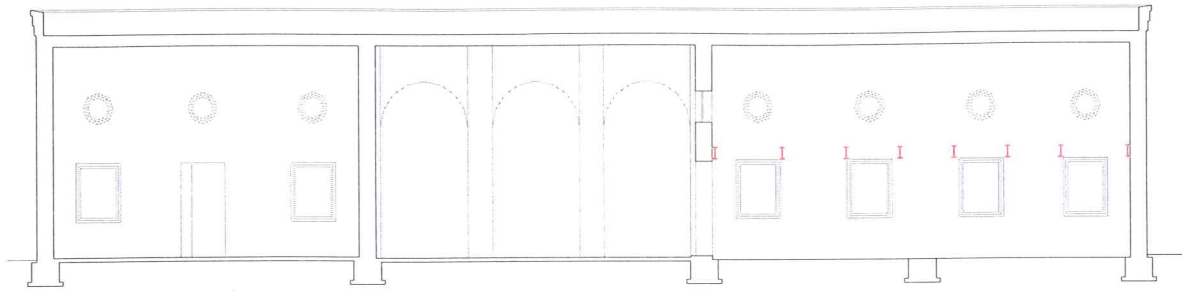
Il parere favorevole della Commissione Tecnica per l'osservanza delle norme sismiche n°254 del 06-ott-1993

Il collaudo di questo 2° lotto datato 06-05-1997, a firma del Collaudatore Ing. Pier Giorgio Malerba iscritto all'ordine degli Ingegneri di Novara con n°602/74.

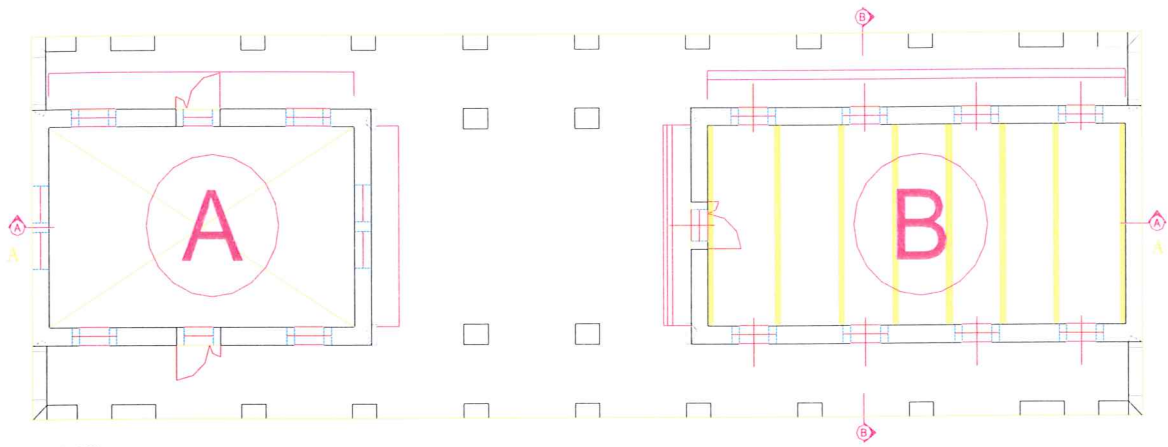
Come riportano nel collaudo le opere sono state realizzate come da progetto approvato con tutte le strutture di fondazioni verticali e di copertura e il posizionamento delle IPE300 per il solaio della parte B dell'edificio. Come riportato a pag. 3 del collaudo: *A progetto il solaio è costituito da travetti in acciaio IPE300 su luce di 5.10m, sormontato da una lamiera recata alta 0.055m e da un getto di calcestruzzo fino ad una altezza massima di 0.09m. Il carico previsto è di 240(permanente)+500(accidentale)kg/mq. Finora sono stati posti in opera i soli travetti. L'eventuale realizzazione del solaio e della scala d'accesso è rinviata a successivi lavori di completamento dell'opera.*

Le strutture di fondazione sono realizzate in c.a. così come la struttura intelaiata realizzata con pilastri e travi in c.a.. La copertura è realizzata da tabelloni 100*25*6 resi solidali ad una cappa armata e poggiate, tramite distanziatori realizzati con forati da 8cm di spessore, su un solaio in laterocemento di spessore 16+4/50cm la luce centrale è irrigidita in senso trasversale da una rompitratta 50*20cm. Nel presente intervento non si prevedono opere di fondazione.

Gli interventi strutturali di completamento previsti hanno l'obiettivo di ottenere il miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti attraverso degli interventi locali (cap. 8.4.3), non si modifica il comportamento globale della struttura, soprattutto nei confronti delle azioni sismiche visto che le rigidezze in gioco e i pesi coinvolti rimangono inalterati come da deposito precedentemente depositato.



SEZIONE A-A



PIANTA

FOTO STATO DI FATTO



PROSPETTO NORD



PROSPETTO SUD



SOLAIO DI COPERTURA



SOLAIO DI COPERTURA



SOLAIO DI PIANO DA COMPLETARE



SOLAIO DI PIANO DA COMPLETARE

I. ASSEVERAZIONE CLASSIFICAZIONE CATEGORIA

(redatta ai sensi dell'art.3 del D.P.G.R. 0164/pres.dd.05.04.1989 Regolamento di esecuzione della L.R.27/1988 n.27 e dell'art.5f della Deliberazione della Giunta Regionale n.2325 in data 01.08.2003
"Recepimento dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 in data 20.03.2003")

Il sottoscritto Ing. Marino Del Piccolo C.F. DPLMRN64B02E473B iscritto all'Ordine degli Ingegneri di Udine in pos. 1625, progettista strutturale delle opere relative a **"Completamento solaio e realizzazione di scala interna presso edificio Portineria ex Cottonificio"** in Comune di Udine, ai sensi e per gli effetti dell'art. 13 della L.R. 09/05/1988 n.27 e dell'art. 3 del DPGR 5/04/1989 N.0164/pres.,

Udine,
DICHIARA

20 LUG 2011

HA OTTENUTO PARERE
POSITIVO

- X ai sensi e per gli effetti dell'art. 13 della L.R. 09/05/1988 n.27 e dell'art. 3 del DPGR 5/04/1989 N.0164/pres., che nel progetto sono state osservate le norme relative alla L. 5/11/1971 n.1086 sulle opere in c.a. e quelle relative alla L. 02/02/74 n. 64, art.4, lettere a) c) d) e).
- X che la progettazione è stata redatta nell'osservanza delle previsioni contenute nell'art. 4 primo comma, lettere a) e b) – della L. 02.02.1974
- X che la progettazione è stata eseguita nel rispetto delle norme riguardanti il primo comma- lettere c), d), ed e) – dell'art.84 del D.P.R. n. 380 del 06/06/2001;
- X applicando le norme tecniche per le costruzioni approvate con decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei trasporti alla data del 14-01-2008 ed entrate in vigore il 05-03-2008;
- X che la costruzione è da ritenersi appartenente all'art. 1 del D.P.G.R. 05.04.1989 n.0164/Pres. per cui si necessita la verifica tecnica obbligatoria.

Il progettista delle strutture

Ing. MARINO DEL PICCOLO
ORDINE DEGLI INGEGNERI
PROV. DI UDINE POS. N. 1625

COMUNE DI UDINE

PROV. DI UDINE

PARAMETRI SISMICI

Ing. Marino Del Piccolo C.F. DPLMRN64B02E473B iscritto all'Ordine degli Ingegneri di Udine in pos. 1625, residente in via del Maglio n. 19 a Udine, in qualità di progettista strutturale delle opere relative a **“Completamento solaio e realizzazione di scala interna presso edificio Portineria ex Cotonificio”** in Comune di Udine, con committente il Università degli studi di Udine

DICHIARA

che il progetto esecutivo allegato è stato redatto secondo il DM 14/01/2008 “Norme tecniche per le costruzioni” facendo riferimento ai seguenti parametri sismici:

CLASSE DELLA STRUTTURA: III
VITA NOMINALE: $V_n=75$ anni
COEFFICIENTE D'USO: $C_u=1.5$
PERIODO DI RIFERIMENTO: $V_r=113$ anni

COORDINATE: Latitudine 46.0809 Longitudine 13.2168

I dati di pericolosità sismica utilizzati sono i seguenti:

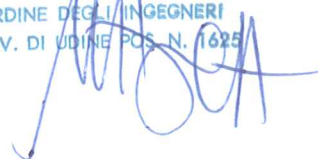
| Stato limite | Pvr (%) | Tr (anni) | ag/g | Fo | T*c (s) |
|--------------|---------|-----------|-------|-------|---------|
| SLO | 81 | 68 | 0.087 | 2.480 | 0.270 |
| SLD | 63 | 113 | 0.111 | 2.446 | 0.291 |
| SLV | 10 | 1068 | 0.286 | 2.486 | 0.352 |
| SLC | 5 | 2193 | 0.378 | 2.486 | 0.367 |

Regione Autonoma Friuli Venezia Giulia
Direzione per le infrastrutture, mobilità, protezione territoriale e lavori pubblici
ORGANISMO TECNICO PER L'OSSERVANZA
DELLE NORME SISMICHE
IL PRESENTE PROGETTO, ESAMINATO IN DATA
Udine, **20 LUG 2011**

HA OTTENUTO PARERE
POSITIVO

Il progettista delle strutture

Ing. MARINO DEL PICCOLO
ORDINE DEGLI INGEGNERI
PROV. DI UDINE POS. N. 1625



001440-8 LUG 11
L. 5.11.2011 N. 1038 DEPOSITATO
L.P. 9.5.1908 N. 27
PROV. DI UDINE
LAVORI PUBBLICI

III . RELAZIONE ILLUSTRATIVA SUI MATERIALI IMPIEGATI

La presente relazione viene redatta ai sensi dell'art.4 della L. 5/11/71 n.1086, allo scopo di fornire all'assistente ai lavori e al direttore dei lavori, un quadro sintetico delle caratteristiche e qualità dei materiali da impiegare per la realizzazione delle strutture previste dall'intervento in oggetto.

- CALCESTRUZZO:

- solai e solette C28/35 (Rck 35Mpa), classe di esposizione xc2, classe di lavorabilità S5
inerti assortiti di diametro massimo 25mm (fondazioni), 20 mm (solette, travi, cordoli,)
provenienti da impianti di estrazione e lavaggio.
cemento portland 325

- ACCIAIO:

Acciaio per c.a.: barre tonde ad aderenza migliorata tipo B450C

$f_y > 450$ MPa; $f_{ymisurato}/f_y \text{ nom} < 1.25$; $1.15 < f_t/f_y < 1.35$;

- ANCORAGGI:

- ancoraggi con iniezione di malta a ritiro compensato tipo EMACO S55
- ancoraggi con iniezioni di resina epossidica tipo Hilti HIT RE 500

- ACCIAIO PER CARPENTERIA: (tipo FeB430)

UNI EN 10025-2
S 275

- GIUNZIONI BULLONATE:

- viti classe 8.8 dadi classe 8;
- barre filettate zincate, classe di resistenza 8.8 o equivalente;

- GIUNZIONI SALDATE:

saldature di II classe

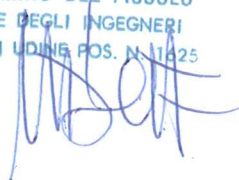
REGIONE AUTONOMA FRIULI VENEZIA GIULIA
DIREZIONE CENTRALE INFRASTRUTTURE, MOBILITÀ, PIANIFICAZIONE TERRITORIALE E LAVORI PUBBLICI
LAVORI PUBBLICI UDINE
L.5.11.2011 N.1086 DEPOSITATO
L.P. 9.5.1988 N.27
001440 -R LUG 11

Regione Autonoma Friuli Venezia Giulia
Direzione centrale infrastrutture, mobilità, pianificazione territoriale e lavori pubblici
ORGANISMO TECNICO PER L'OSSERVANZA
DELLE NORME SISMICHE
IL PRESENTE PROGETTO, ESAMINATO IN DATA
Udine, 20 LUG 2011

HA OTTENUTO PARERE
POSITIVO

Il progettista delle strutture

Ing. MARINO DEL PICCOLO
ORDINE DEGLI INGEGNERI
PROV. DI UDINE POS. N. 11425



Il direttore dei lavori



IV. RELAZIONE SOSTITUTIVA DI RELAZIONE GEOLOGICA

La presente relazione è relativa al terreno di fondazione caratterizzante il sito relativo ai lavori di **“Completamento solaio e realizzazione di scala interna presso edificio Portineria ex Cotonificio”** in Comune di Udine.

Gli interventi riguardano il completamento con una soletta in c.a. del solaio della parte B dell'edificio in oggetto e la realizzazione di una scala metallica interna.

Nell'intervento in oggetto non si prevedono opere di fondazione.

La presente relazione desume dati e parametri di calcolo dalla relazione geologica effettuata con il deposito n°1610-95 del 06-ott-1193.

All'ispezione del terreno, sotto la superficie, si è presentato asciutto, con ghiaia mista asedimenti sabbiosi e leggere presenze di argille consolidate.

Il progettista strutturale

Ing. MARINO DEL PICCOLO
ORDINE DEGLI INGEGNERI
PROV. DI UDINE POS. N. 1625

001440-8 LUG 11
L. 5.11.1971 N. 1085
L.P. 9.5.1980 N. 27
DEPOSITATO
REGIONE AUTONOMA FRIULI VENEZIA GIULIA
DIREZIONE CENTRALE INFRASTRUTTURE, RISPARSIA, PIANIFICAZIONE TERRITORIALE E LAVORI PUBBLICI
ORGANISMO TECNICO PER L'OSSERVAZIONE
DELLE NORME SISMICHE
IL PRESENTE
HA OTTENUTO PARERE
POSITIVO
20 LUG 2011

V. RELAZIONE SULLE FONDAZIONI E GEOTECNICA

La presente relazione è relativa al terreno di fondazione caratterizzante il sito relativo ai lavori di **“Completamento solaio e realizzazione di scala interna presso edificio Portineria ex Cottonificio”** in Comune di Udine.

Gli interventi riguardano il completamento con una soletta in c.a. del solaio della parte B dell'edificio in oggetto e la realizzazione di una scala metallica interna.

Nell'intervento in oggetto non si prevedono opere di fondazione.

La presente relazione desume dati e parametri di calcolo dalla relazione geologica effettuata con il deposito n°1610-95 del 06-ott-1193.

All'ispezione del terreno, sotto la superficie, si è presentato asciutto, con ghiaia mista a sedimenti sabbiosi e leggere presenze di argille consolidate.

Regione Autonoma Friuli Venezia Giulia
Direz. gen. opere infrastrutt. ingegn. e manutenzione territorio e lavori pubblici
ORGANISMO REGIONALE DI GEOTECNICA
DELLE NORME SISMICHE
IL PRESENTE PROGETTO ESAMINATO IN DATA

Udine,

20 LUG 2011

Parametri geomeccanici

$\gamma_k =$ 2,1 t/m³
 $c_k =$ 0 daN/cm²
 $\phi_k =$ 34
 $\tan\phi_k =$ 0,700 °

Relazioni di calcolo

$q = \gamma D$
 $N_q = e^{\pi \tan\phi} \tan^2(45 + \phi/2)$
 $N_c = (N_q - 1) \cot\phi$
 $N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1,4\phi)$
 $q_{lim} = cN_c + qN_q + 1/2 \gamma B N_\gamma$
 $q_{ult} = q_{lim} / \gamma_R$

Parametri geometrici

B = 0,6 m
D = 0,5 m

| | Approccio 1 | | Approccio 2 |
|------------------------------------|----------------------|----------------------|-------------|
| | Comb. A1 A1+M1+R2 | Comb. A2 A2+M2+R2 | A1+M1+R3 |
| $\gamma_{My} =$ | 1 | 1 | 1 |
| $\gamma_{Mc} =$ | 1 | 1,25 | 1 |
| $\gamma_{M \tan\phi} =$ | 1 | 1,25 | 1 |
| $\gamma_d =$ [t/m ³] | 2,1 | 2,1 | 2,1 |
| $c_d =$ [daN/cm ²] | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| $\phi_d =$ ° | 35,0 | 29,3 | 35 |
| $\tan\phi_d =$ ° | 0,700 | 0,560 | 0,700 |
| B = m | 0,60 | 0,60 | 0,60 |
| q = [t/m ²] | 1,05 | 1,05 | 1,05 |
| $N_q =$ | 33,1 | 16,8 | 33,12 |
| $N_c =$ | 45,9 | 28,3 | 45,90 |
| $N_\gamma =$ | 36,9 | 13,7 | 36,92 |
| $\gamma_R =$ | 1 | 1,8 | 2,3 |
| $q_{lim} =$ [daN/cm ²] | 5,8 | 2,6 | 5,8 |
| $q_{ult} =$ [daN/cm ²] | 5,8 | 1,5 | 2,5 |

Il progettista strutturale

Ing. MARINO DEL PICCOLO
ORDINE DEGLI INGEGNERI
PROV. DI UDINE POS. N° 1625

V.- RELAZIONE DEI CALCOLI STRUTTURALI

1.- NOTE DESCRITTIVE.

La presente relazione riguarda i lavori relativi al progetto per **“Completamento solaio e realizzazione di scala interna presso edificio Portineria ex Cotonificio”** in Comune di Udine.

Gli interventi strutturali di completamento previsti hanno l'obiettivo di ottenere il miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti attraverso degli interventi locali (cap. 8.4.3), non si modifica il comportamento globale della struttura, soprattutto nei confronti delle azioni sismiche visto che le rigidezze in gioco e i pesi coinvolti rimangono inalterati come da deposito precedentemente depositato.

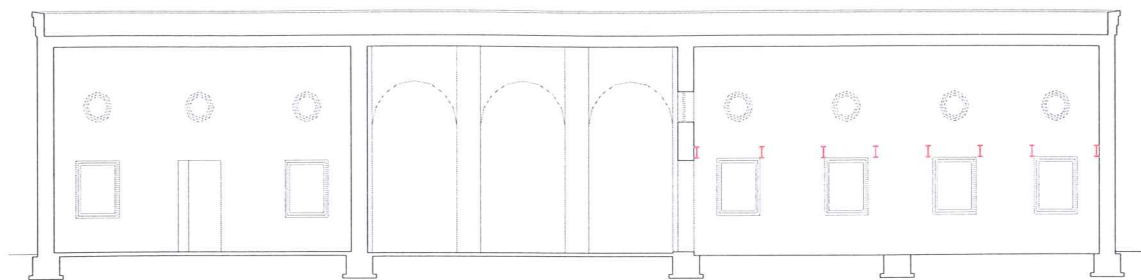
STATO DI FATTO

Le strutture di fondazione sono realizzate in c.a. così come la struttura intelaiata realizzata con pilastri e travi in c.a.. La copertura è realizzata da tabelloni 100*25*6 resi solidali ad una cappa armata e poggiate, tramite distanziatori realizzati con forati da 8cm di spessore, su un solaio in laterocemento di spessore 16+4/60cm la luce centrale è irrigidita in senso trasversale da una rompitratta 50*20cm. Nel presente intervento non si prevedono opere di fondazione.

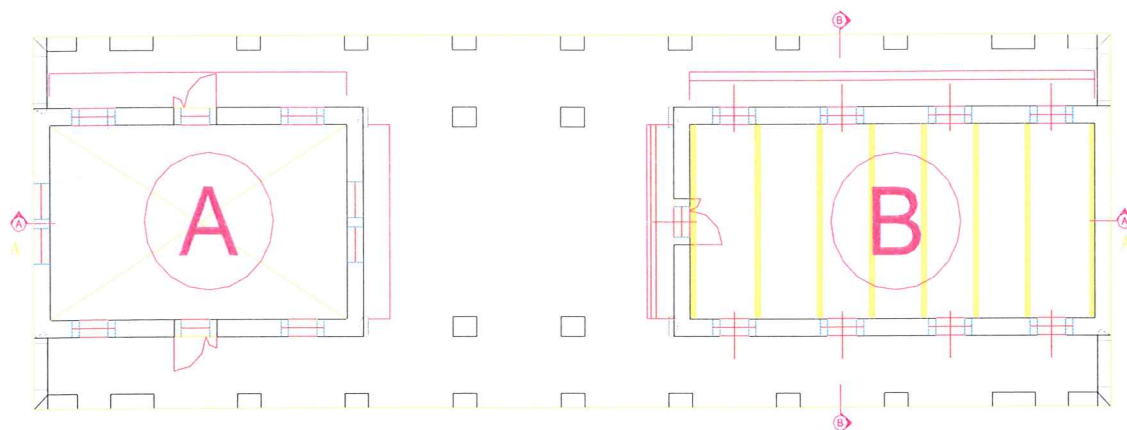
Il solaio della parte B presenta il posizionamento delle IPE300 per il solaio.

PROGETTO

Il progetto prevede il completamento di un solaio con una cappa in c.a. e lamiera recata e la realizzazione di una scala metallica previste nel precedente lotto e non ancora completate.



SEZIONE A-A



PIANTA

2.- ANALISI DEI CARICHI UNITARI

La presente analisi dei carichi è stata svolta sulla base degli elementi costruttivi presenti nel fabbricato in oggetto, indicati negli elaborati grafici di progetto, e con l'adozione dei sovraccarichi previsti dalla normativa vigente

IMPALCATO DI COPERTURA

| | | | |
|--------------------------------------|--------------------|---------------|-------------------|
| <u>IMPALCATO DI COPERTURA</u> | <i>esistente</i> | $\alpha = 1$ | |
| solaio bausta 16+4/50 | g1 | | 250 daN/mq |
| tavelloni e cappa | g2 | | 220 daN/mq |
| intonaco | g6 | | 30 daN/mq |
| CARICO PERMANENTE | q | | 500 daN/mq |
| CARICO ACCIDENTALE | neve | | 120 daN/mq |
| CARICO STATICO | $g/\cos\alpha + q$ | in proiezione | 620 daN/mq |

SOLAIO DI PIANO

| | | | |
|-------------------------------|-------------------------|------------|--------|
| <u>SOLAIO DI PIANO</u> | <i><u>esistente</u></i> | | |
| solaio lamiera grecata | g1 | 200 | daN/mq |
| pavimento | g3 | 40 | daN/mq |
| travi | g4 | 33 | daN/mq |
| CARICO PERMANENTE | Σg_i | 273 | daN/mq |
| CARICO ACCIDENTALE | q | 300 | daN/mq |
| CARICO STATICO | g+q | 573 | daN/mq |

| | | | |
|--------------------------|---|-----|--------|
| CARICO ACCIDENTALE SCALE | q | 400 | daN/mq |
|--------------------------|---|-----|--------|

| | | | | | | | |
|------------------------|------------------------------|--------|------------|---|-----|--------|---|
| neve | | qsk= | 1,50 kN/mq | Ce= | 1 | Ct= | 1 |
| D.M. 05/08 | as= | 80 m | | UDINE | | | |
| circolare n°617 | α= | 2,0 | | $qs = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_e \cdot C_t$ | | | |
| del 02-02-09 | μ1= | 0,8 | | q1= | 120 | daN/mq | |
| accumulo | μ2= | 4,67 | =2 | q2= | 300 | daN/mq | |
| | d= | 1,00 m | | | | | |
| | k= | 3,00 | | | | | |
| | neve sporgente all'estremità | | | $q_e = (k \times q_1^2) / \gamma =$ | | | |
| | | | | 144,0 daN/ml | | | |

| | | | | | | | | |
|-----------------------------|--------------------------|------|-------|------------------|--------|---------|-------------------|-----------|
| vento | | | | | | | | |
| categ. | classe | kr | zo(m) | zmin(m) | z(m) | αr(500) | Tr | ρ(daN/m3) |
| IV | B | 0,22 | 0,3 | 8 | 6,40 | 1,122 | 500 | 1,25 |
| Cev (z)= | 1,28 | | | | | | | |
| Cp= | -0,94 : copertura | | | | | | | |
| | 0,80 : parete sopravento | | | | | | | |
| | 0,40 : parete sottovento | | | | | | | |
| Cd= | 1 | | | | | | | |
| q(z)= (ρ*v ²)/2 | 80,41 daN/mq | | | CARICO DEL VENTO | | | | |
| vref= | 25,00 m/s | | | pv = p x Cpe= | | | | |
| vr(Tr)= | 28,06 m/s | | | pv1= | 0,643 | kN/mq | parete sopravento | |
| vp(z)= | 35,87 m/s | | | pv2= | 0,322 | kN/mq | parete sottovento | |
| | | | | pv3= | -0,756 | kN/mq | copertura | |

3.- PARAMETRI DI CALCOLO

CALCESTRUZZO C28/35

UNI 9858

$$R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2 = 35 \text{ Mpa} = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ck} = 28 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_c = 1.6$$

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 17.50 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3} = 2.76 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm} = 1.93 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.21 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{cm} = 5700 R_{ck}^{1/2} = 31220 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{ct} = 10000 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza caratteristica cubica

Resistenza caratteristica cilindrica

Fattore di sicurezza parziale

Resistenza di progetto

Resistenza a trazione media

Valore caratteristico superiore della
resistenza a trazione (frattile 5%)

Resistenza a trazione di progetto

Modulo di elasticità

Modulo di elasticità a trazione

ACCIAIO PER C.A.

B450C

$$f_{yk} = 450 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391 \text{ MPa}$$

$$E_s = 206000 \text{ MPa}$$

Tensione caratteristica di snervamento

Fattore di sicurezza parziale

Resistenza di progetto

Modulo di elasticità

ACCIAIO PER CARPENTERIA

UNI EN 10025-2

S 275

$$f_{yk} = 275 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1.1$$

$$f_{sd} = 250 \text{ MPa}$$

BULLONERIA

Viti Classe 8.8

Dadi Classe 6s

$$f_{yk} = 640 \text{ MPa}$$

$$f_{tk} = 800 \text{ MPa}$$

SALDATURE

II classe

4.-STRUTTURE VERTICALI – verifica SISMICA

LOCALIZZAZIONE

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☒ Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

LATITUDINE

☐ Ricerca per comune


REGIONE

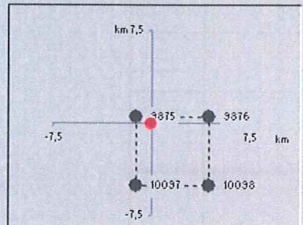
PROVINCIA

COMUNE

Elaborazioni grafiche

Elaborazioni numeriche

Reticolo di riferimento


Nodi del reticolo intorno al sito


Controllo sul reticolo
☒ Sito esterno al reticolo
☐ Interpolazione su 3 nodi
☐ Interpolazione corretta

Interpolazione

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite SLV

Parametri indipendenti

| STATO LIMITE | SLV |
|--------------|---------|
| a_g | 0,292 g |
| F_{ex} | 2,475 |
| T_c | 0,349 s |
| S_s | 1,111 |
| C_c | 1,358 |
| S_T | 1,000 |
| q | 2,880 |

Parametri dipendenti

| | |
|--------|---------|
| S | 1,111 |
| η | 0,347 |
| T_B | 0,158 s |
| T_c | 0,474 s |
| T_D | 2,767 s |

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_f \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{0.4(S+1)} \geq 0.55, \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6, §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_c = C_c \cdot T_c^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4.0 \cdot a_g / g + 1.6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_k(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_c \quad S_k(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

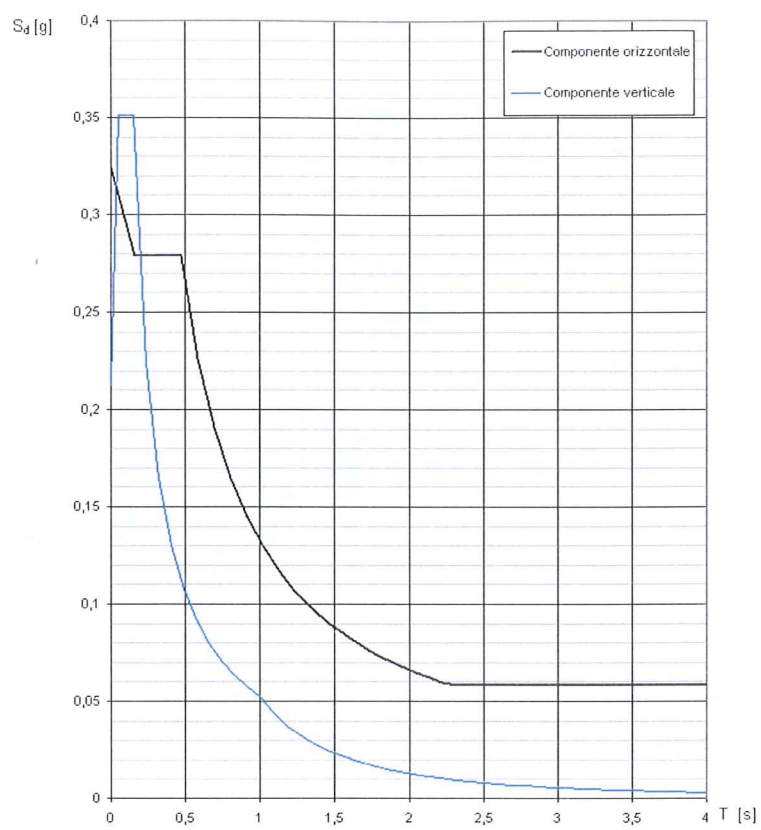
$$T_c \leq T < T_D \quad S_k(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_c}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_k(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_c T_D}{T^2} \right)$$

Punti dello spettro di risposta

| | $T [s]$ | $S_a [g]$ |
|-------|---------|-----------|
| | 0,000 | 0,324 |
| T_B | 0,158 | 0,279 |
| T_c | 0,474 | 0,279 |
| | 0,583 | 0,226 |
| | 0,692 | 0,191 |
| | 0,801 | 0,165 |
| | 0,911 | 0,145 |
| | 1,020 | 0,129 |
| | 1,129 | 0,117 |
| | 1,238 | 0,107 |
| | 1,347 | 0,098 |
| | 1,457 | 0,091 |
| | 1,566 | 0,084 |
| | 1,675 | 0,079 |
| | 1,784 | 0,074 |
| | 1,894 | 0,070 |
| | 2,003 | 0,066 |
| | 2,112 | 0,063 |
| | 2,221 | 0,059 |
| | 2,330 | 0,058 |
| | 2,440 | 0,058 |
| | 2,549 | 0,058 |
| | 2,658 | 0,058 |
| T_D | 2,767 | 0,058 |
| | 2,826 | 0,058 |
| | 2,885 | 0,058 |
| | 2,943 | 0,058 |
| | 3,002 | 0,058 |
| | 3,061 | 0,058 |
| | 3,119 | 0,058 |
| | 3,178 | 0,058 |
| | 3,237 | 0,058 |
| | 3,296 | 0,058 |
| | 3,354 | 0,058 |
| | 3,413 | 0,058 |
| | 3,472 | 0,058 |
| | 3,530 | 0,058 |
| | 3,589 | 0,058 |
| | 3,648 | 0,058 |
| | 3,706 | 0,058 |
| | 3,765 | 0,058 |

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



VALUTAZIONE DEL MIGLIORAMENTO

IPOTESI DI CALCOLO

Si sviluppano i seguenti modelli basati su due ipotesi:

I primi due modelli rappresentano l'edificio nella sua completezza, utilizzano l'ipotesi di calcolo basata sul fatto che i pesi permanenti previsti nel collaudo (quindi 240daN/mq) non siano applicati, mentre gli accidentali previsti nel collaudo ed effettivamente collaudati si possano considerare applicabili alle travi. Visto che i 500daN/mq ,posti cautelativamente dai progettisti precedenti, si applicano per carichi di esercizio di cat. C come da Tab. 3.1.II del D.M. 2008 si è utilizzato per le forze sismiche un $\phi_{2j}=0,6$

1a) il modello di stato di fatto considera i soli sovraccarichi previsti nel collaudo sulle travi di solaio pari a 500daN/mq mentre come permanenti solo il peso delle travi IPE300 esistenti.

2a) il modello complessivo di progetto prevede un carico permanente di 200 daN/mq e un sovraccarico di 300 daN/mq come previsto per uffici aperti al pubblico che è la destinazione di progetto quindi $\phi_{2j}=0,3$.

Nel seguito si riporta il calcolo delle azioni sismiche sul modulo di telaio applicato al modello.

I secondi due modelli semplificati sul doppio modulo, si basano su una ipotesi di calcolo che il solaio realizzato con le attuali IPE300 non sia praticabile e quindi si trascurano anche i carichi accidentali:

1b) stato di fatto del fabbricato con i carichi effettivamente presenti quindi il solaio di piano risulta completamente scarico.

2b) il progetto in cui si è realizzata la cappa in c.a. con carichi permanenti pari a 240daN/mq così come riportato in relazione del 1993, e sovraccarico per uffici aperti al pubblico di 300daN/mq che è la destinazione di progetto.

Le azioni sismiche vengono calcolate secondo il D.M.2008 e nel seguito si riportano le azioni sismiche calcolate e i risultati ottenuti per i due modelli.

MODELLO GLOBALE
FORZE SISMICHE STATO DI FATTO CON LE TRAVI DI SOLAIO
 Riferita al nuovo DM 14-01-2008

 forze sismiche unitarie
 da applicare al
 modello

| PESO SISMICO DEL PRIMO LIVELLO | | | | | | |
|--------------------------------|-----|------|-----|--------|--------|------|
| QUOTA (m) dal p.c. 2,80 | | | | | | |
| MURATURE DEL PRIMO LIVELLO | | | | | | |
| parete N. | L | h | s | gm | n° | Gm |
| | m | m | m | daN/mc | numero | daN |
| P1 | 1,2 | 1,40 | 0,4 | 2000 | 1 | 1344 |
| P2 | 3,0 | 1,40 | 0,4 | 2000 | 1 | 3360 |
| P3 | 3,0 | 1,40 | 0,4 | 2000 | 1 | 3360 |
| P4 | 1,2 | 1,40 | 0,4 | 2000 | 1 | 1344 |

TOTALE 9408 daN

| SOLAIO DEL PRIMO LIVELLO SLU | | | | | | |
|------------------------------|-----|-----|--------|------------------|--------|------|
| solaio | L | D | g | $\psi/2i+\delta$ | n° | G+sQ |
| | m | m | daN/mq | | numero | daN |
| TRAVI | 0,8 | 1,8 | | | 1 | 300 |
| SOLAIO | 3 | 5,5 | 0 | 0,6 | 500 | 4950 |

TOTALE 5250 daN

TOTALE PRIMO LIVELLO 14658,0 daN

| PESO SISMICO DEL SECONDO LIVELLO copertura | | | | | | |
|--|-----|------|-----|--------|--------|------|
| QUOTA (m) su p.c. 5,60 | | | | | | |
| SUPERFICI ASCENSORE | | | | | | |
| parete N. | L | h | s | gm | n° | Gm |
| | m | m | m | daN/mc | numero | daN |
| P1 | 1,2 | 1,40 | 0,4 | 2000 | 1 | 1344 |
| P2 | 3,0 | 1,40 | 0,4 | 2000 | 1 | 3360 |
| P3 | 3,0 | 1,40 | 0,4 | 2000 | 1 | 3360 |
| P4 | 1,2 | 1,40 | 0,4 | 2000 | 1 | 1344 |

TOTALE 9408 daN

| solaio | L | D | g | s | q | G+sQ |
|-----------|---|-----|--------|---|--------|-------|
| | m | m | daN/mq | | daN/mq | daN |
| copertura | 3 | 9,8 | 500 | 0 | 100 | 14700 |

TOTALE 14700 daN

TOTALE SECONDO LIVELLO copertura 24108 daN

Wtot= 38766 daN

| FORZA SISMICA UNITARIA |
|------------------------|
| daN/m |
| 167,7 |
| 167,7 |
| 167,7 |
| 167,7 |

| FORZA SISMICA UNITARIA |
|------------------------|
| daN/mq |
| 31,2 |
| 44,9 |

| FORZA SISMICA UNITARIA |
|------------------------|
| daN/m |
| 167,7 |
| 167,7 |
| 335,4 |
| 335,4 |

| FORZA SISMICA UNITARIA |
|------------------------|
| daN/mq |
| 149,7 |

Forza sismica TOT.

 201,2
 503,1
 503,1
 201,2

 44,9
 741,1

 201,2
 503,1
 1006,1
 402,5

4401,8

8709

Fs1=

FORZA SISMICA D.M. 14-01-02008

ACCELERAZIONE ORIZZONTALE MAX

Riferita al nuovo DM 14-01-2008

Vn= 75 anni

Cu= 1,5

Vr=Vn*Cu 113 anni

Pvr= 10%

Tr=Vr/Ig(1-Pvr) 1068 anni

ag(Tr1950)= 0,286 g

Ss= 1,11

St= 1

S=Ss*St 1,11

ζ= 5

 $\mu=(10/(5+\zeta))^{0,5}$ 1,0

Cc= 1,358

T*c= 0,394

Tc=CcxT*c 0,5351

Fo= 2,486

Se(T)= 0,79

q0= 3

au/a1= 1,3

Sdmax=Se(T)/q 0,20 DM 2008 SLC

MODELLO GLOBALE
FORZE SISMICHE DELLO STATO DI FATTO SENZA SOLAIO
 Riferita al nuovo DM 14-01-2008

 forze sismiche unitarie
 da applicare al
 modello

PESO SISMICO DEL PRIMO LIVELLO
 QUOTA (m) dal p.c. 2,80

MURATURE DEL PRIMO LIVELLO

| parete N. | L | h | s | gm | n° | Gm |
|-----------|-----|------|-----|--------|--------|------|
| | m | m | m | daN/mc | numero | daN |
| P1 | 1,2 | 1,40 | 0,4 | 2000 | 1 | 1344 |
| P2 | 3,0 | 1,40 | 0,4 | 2000 | 1 | 3360 |
| P3 | 3,0 | 1,40 | 0,4 | 2000 | 1 | 3360 |
| P4 | 1,2 | 1,40 | 0,4 | 2000 | 1 | 1344 |

TOTALE 9408 daN

SOLAIO DEL PRIMO LIVELLO SLU

| solaio | L | D | g | $\psi/2i \cdot \delta$ | n° | G+sQ |
|--------|-----|-----|--------|------------------------|--------|------|
| | m | m | daN/mq | | numero | daN |
| TRAVI | 0,8 | 1,8 | | | 1 | 300 |

TOTALE 300 daN

TOTALE PRIMO LIVELLO 9708,0 daN

PESO SISMICO DEL SECONDO LIVELLO copertura
 QUOTA (m) su p.c. 7,50

SUPERFICI ASCENSORE

| parete N. | L | h | s | gm | n° | Gm |
|-----------|-----|------|-----|--------|--------|------|
| | m | m | m | daN/mc | numero | daN |
| P1 | 1,2 | 1,40 | 0,4 | 2000 | 1 | 1344 |
| P2 | 3,0 | 1,40 | 0,4 | 2000 | 1 | 3360 |
| P3 | 3,0 | 1,40 | 0,4 | 2000 | 1 | 3360 |
| P4 | 1,2 | 1,40 | 0,4 | 2000 | 1 | 1344 |

TOTALE 9408 daN

| solaio | L | D | g | s | q | G+sQ |
|-----------|---|-----|--------|---|--------|-------|
| | m | m | daN/mq | | daN/mq | daN |
| copertura | 3 | 9,8 | 500 | 0 | 100 | 14700 |

TOTALE 14700 daN

TOTALE SECONDO LIVELLO copertura 24108 daN

Wtot= 33816 daN

FsI=

 FORZA
SISMICA
UNITARIA
daN/m

 123,8
123,8
123,8
123,8

 148,6
371,4
371,4
148,6

 FORZA
SISMICA
UNITARIA
daN/mq

23,0

33,2

 FORZA
SISMICA
UNITARIA
daN/m

 123,8
123,8
331,6
331,6

 148,6
371,4
994,9
398,0

 FORZA
SISMICA
UNITARI
A
daN/mq

148,1

4352,7

Forza sismica TOT.
7339

FORZA SISMICA D.M. 14-01-02008

ACCELERAZIONE ORIZZONTALE MAX

Riferita al nuovo DM 14-01-2008

Vn= 75 anni

Cu= 1,5

Vr=Vn*Cu 113 anni

Pvr= 10%

Tr=Vr/Ig(1-Pvr) 1068 anni

ag(Tr1950)= 0,286 g

Ss= 1,11

St= 1

S=Ss*St 1,11

ζ= 5

μ=(10/(5+ζ))^0,5 1,0

Cc= 1,358

T*c= 0,394

Tc=CcxT*c 0,5351

Fo= 2,486

Se(T)= 0,79

q0= 3

au/a1= 1,3

Sdmax=Se(T)/q 0,20

DM 2008 SLC

MODELLO GLOBALE
FORZE SISMICHE PROGETTO
 Riferita al nuovo DM 14-01-2008

 forze sismiche unitarie
 da applicare al
 modello

PESO SISMICO DEL PRIMO LIVELLO
 QUOTA (m) dal p.c. 2,80

MURATURE DEL PRIMO LIVELLO

| parete N. | L | h | s | gm | n° | Gm |
|-----------|-----|------|-----|--------|--------|------|
| | m | m | m | daN/mc | numero | daN |
| P1 | 1,2 | 1,40 | 0,4 | 2000 | 1 | 1344 |
| P2 | 3,0 | 1,40 | 0,4 | 2000 | 1 | 3360 |
| P3 | 3,0 | 1,40 | 0,4 | 2000 | 1 | 3360 |
| P4 | 1,2 | 1,40 | 0,4 | 2000 | 1 | 1344 |

TOTALE 9408 daN

SOLAIO DEL PRIMO LIVELLO SLU

| solaio | L | D | g | $\psi/2i \cdot \delta$ | n° | G+sQ |
|--------|-----|-----|--------|------------------------|--------|------|
| | m | m | daN/mq | | numero | daN |
| TRAVI | 0,8 | 1,8 | | | 1 | 300 |
| SOLAIO | 3 | 5,5 | 200 | 0,3 | 300 | 4785 |

TOTALE 5085 daN

TOTALE PRIMO LIVELLO 14493,0 daN

PESO SISMICO DEL SECONDO LIVELLO copertura
 QUOTA (m) su p.c. 5,60

SUPERFICI ASCENSORE

| parete N. | L | h | s | gm | n° | Gm |
|-----------|-----|------|-----|--------|--------|------|
| | m | m | m | daN/mc | numero | daN |
| P1 | 1,2 | 1,40 | 0,4 | 2000 | 1 | 1344 |
| P2 | 3,0 | 1,40 | 0,4 | 2000 | 1 | 3360 |
| P3 | 3,0 | 1,40 | 0,4 | 2000 | 1 | 3360 |
| P4 | 1,2 | 1,40 | 0,4 | 2000 | 1 | 1344 |

TOTALE 9408 daN

| solaio | L | D | g | s | q | G+sQ |
|-----------|---|-----|--------|---|--------|-------|
| | m | m | daN/mq | | daN/mq | daN |
| copertura | 3 | 9,8 | 500 | 0 | 100 | 14700 |

TOTALE 14700 daN

TOTALE SECONDO LIVELLO copertura 24108 daN

Wtot= 38601 daN

 FORZA
SISMICA
UNITARIA

daN/m

 167,4
167,4
167,4
167,4

 200,9
502,2
502,2
200,9

 FORZA
SISMICA
UNITARIA

daN/mq

 31,1
43,3

 44,8
715,2

 FORZA
SISMICA
UNITARIA

daN/m

 167,4
167,4
334,8
334,8

 200,9
502,2
1004,5
401,8

 FORZA
SISMICA
UNITARIA

daN/mq

149,5

4394,6

Forza sismica TOT.
8670

FORZA SISMICA D.M. 14-01-02008

ACCELERAZIONE ORIZZONTALE MAX

Riferita al nuovo DM 14-01-2008

Vn= 75 anni

Cu= 1,5

Vr=Vn*Cu 113 anni

Pvr= 10%

Tr=Vr/Ig(1-Pvr) 1068 anni

ag(Tr1950)= 0,286 g

Ss= 1,11

St= 1

S=Ss*St 1,11

ζ= 5

μ=(10/(5+ζ))^0,5 1,0

Cc= 1,358

T*c= 0,394

Tc=CcxT*c 0,5351

Fo= 2,486

Se(T)= 0,79

q0= 3

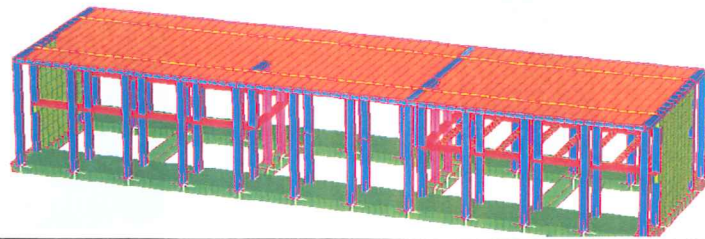
au/a1= 1,3

Sdmax=Se(T)/q 0,20

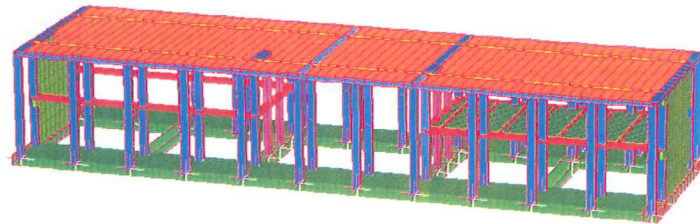
DM 2008 SLC

Fsl=

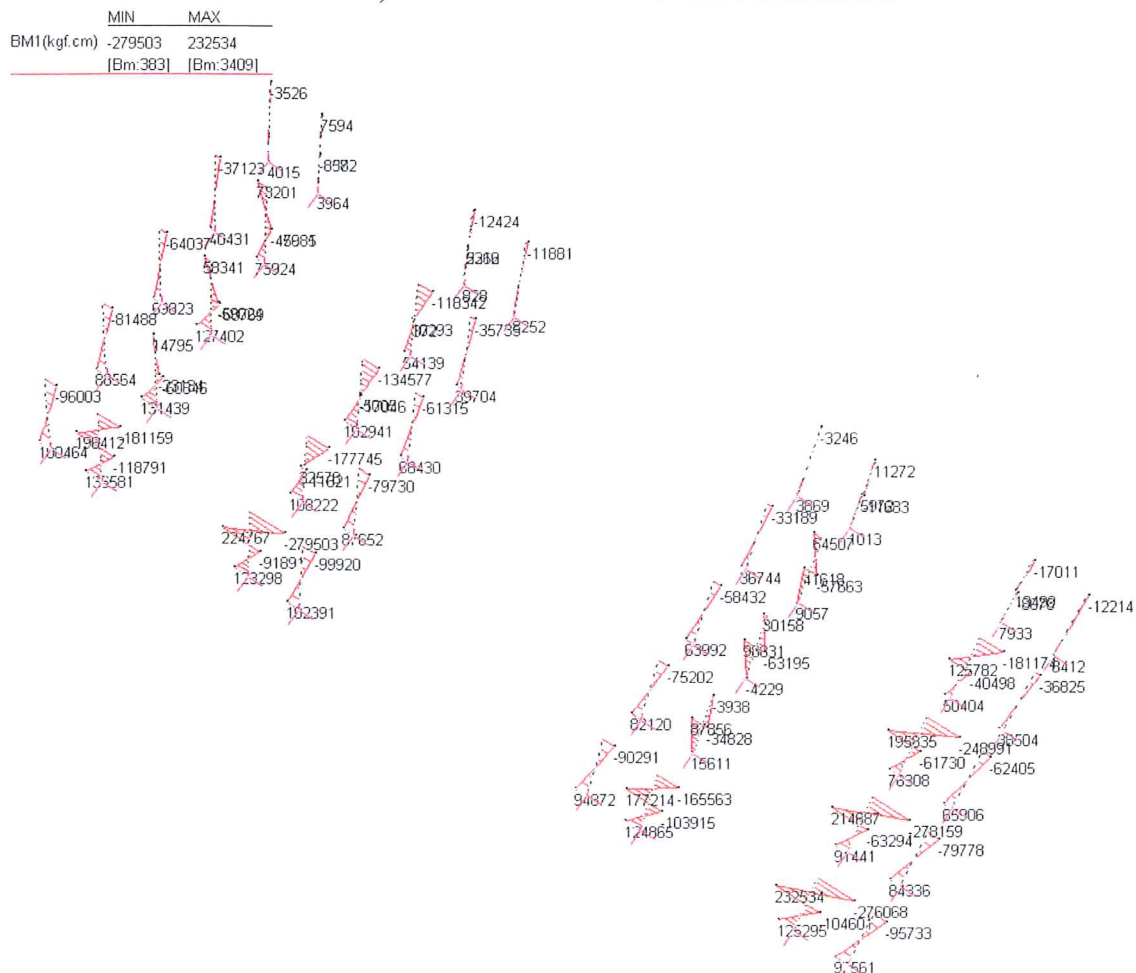
MODELLI GLOBALI



1a) MODELLO F.E.M. STATO DI FATTO



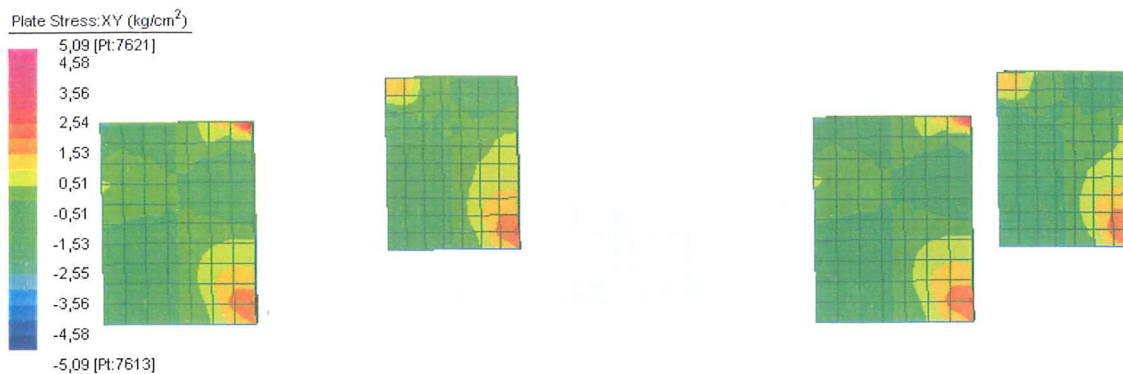
2a) MODELLO F.E.M. STATO DI FATTO



MODELLO SENZA LA CAPPA

MODELLO CON LA CAPPA

Nella figura precedente si analizzano i due modelli, relativamente all'estratto della parte di interesse, dove a parità di forza sismica applicata si nota come l'effetto della scatolarità generato dalla soletta efficacemente collegata al cordolo perimetrale migliora il comportamento della struttura riducendo seppur minimamente i momenti alla base dei pilastri.



MODELLO SENZA LA CAPP

MODELLO CON LA CAPP

Nella figura precedente si rappresentano i setti perimetrali estremi dove non si notano effetti peggiorativi dovuti a deformabilità torsionale della struttura in esame causata dalla nuova soletta.

N.B.

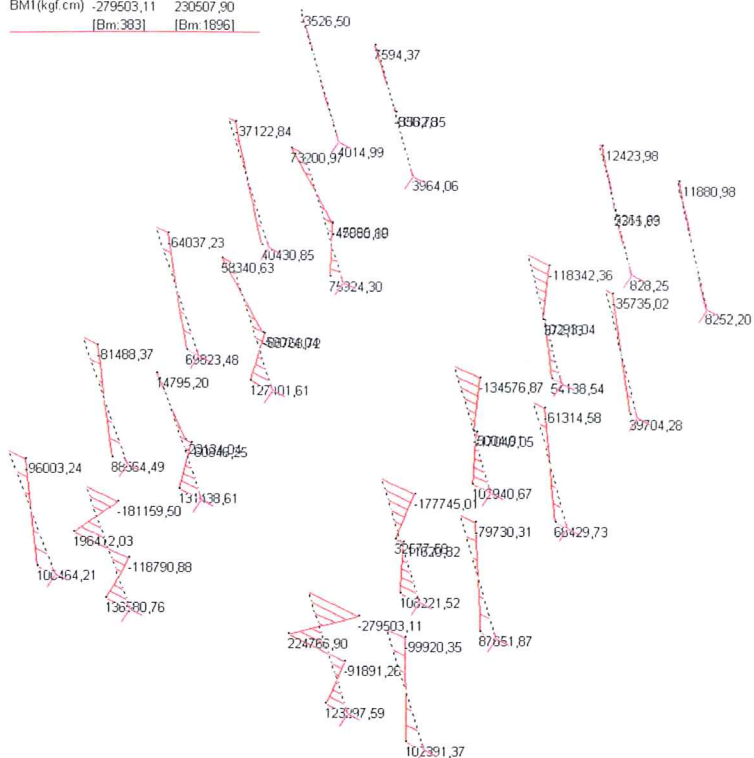
Come si evince dalle pagine seguenti la forza sismica sul singolo modulo di telaio, con le ipotesi precedentemente esplicitate nel paragrafo valutazione del miglioramento, ipotesi di calcolo passa da.

Fs SF=8709 daN stato di fatto

Fs PR=8670 daN progetto

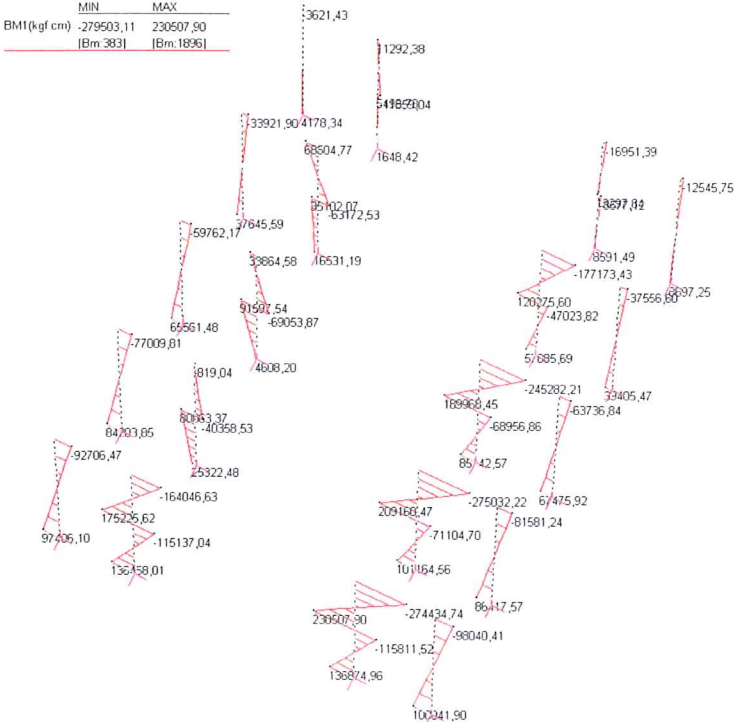
Con una **riduzione di azione sismica** sul singolo modulo data dalla modifica della situazione del carico di 39daN

| | MIN | MAX |
|--------------|------------|------------|
| BMI (kgf.cm) | -279503,11 | 230507,90 |
| | [Bm. 383] | [Bm. 1896] |



1a) STATO DI FATTO – MOMENTI

| | MIN | MAX |
|--------------|------------|------------|
| BMI (kgf.cm) | -279503,11 | 230507,90 |
| | [Bm. 383] | [Bm. 1896] |



2a) PROGETTO CON LA CAPPA – MOMENTI

IN SINTESI:

si osserva come dai risultati precedenti ottenuti con le configurazioni di carico precedentemente indicate i momenti alla base per la condizione di progetto sono leggermente minori rispetto la situazione di stato di fatto.

| N° | b [cm] | h [cm] |
|----|--------|--------|
| 1 | 40 | 20 |

| N° | As [cm²] | d [cm] |
|----|----------|--------|
| 1 | 5,09 | 3 |
| 2 | 5,09 | 17 |

N° strati barre Zoom

☒ Rettangolare ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sezione C...

File

☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd} kNm

Materiali
 FeB44k C25/30

ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} [?]
 ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} N/mm²
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} N/mm²
 τ_{c1} N/mm²

M_{xRd} kNm
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c ‰
 ε_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Metodo di calcolo
☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. - ☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ cm Col. modello

☐ Precompresso

Nella direzione parallela al sisma si osserva che comunque i pilastri risultano verificati
Infatti il momento massimo sollecitante risulta di

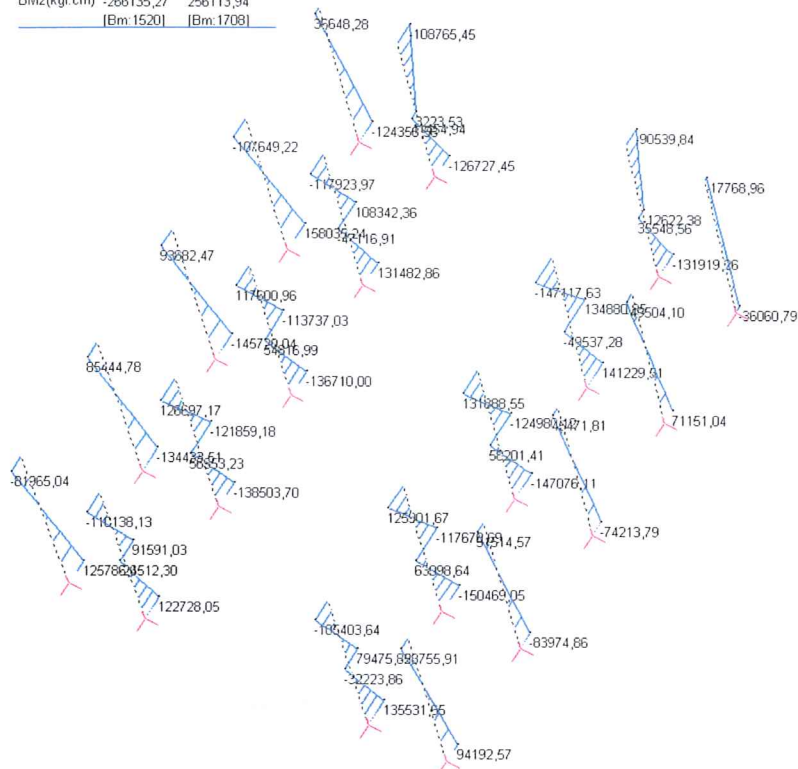
$M_s = 2795 \text{ daNm}$

Il momento resistente come da grafico superiore risulta di

$M_r = 2911 \text{ daNm}$

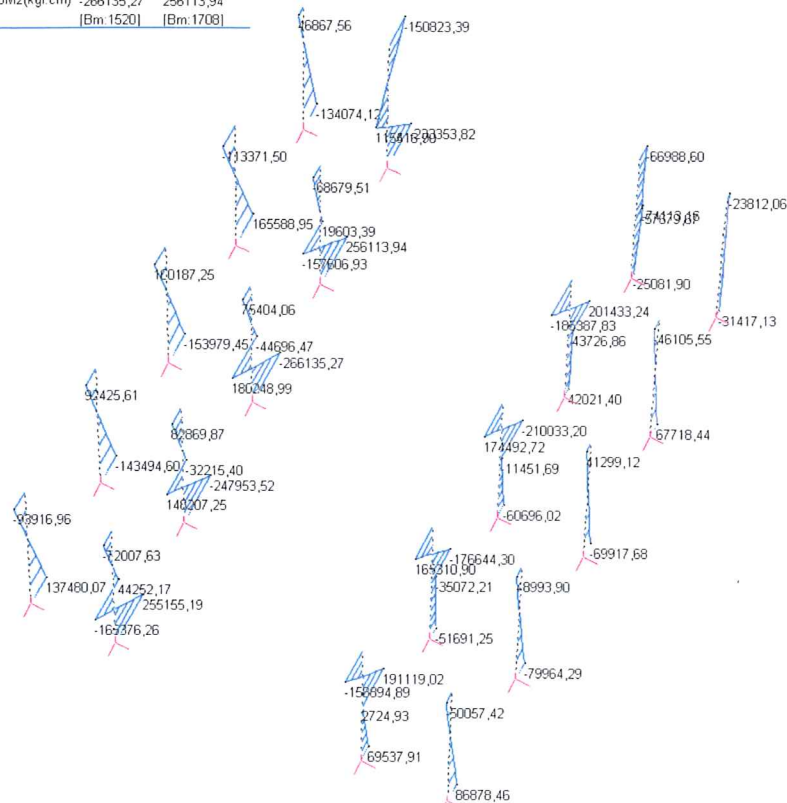
$M_s/M_r = 2795/2911 = 0,96 < 1$ verificato

| | MIN | MAX |
|-------------|------------|------------|
| BM2(kgf.cm) | -266135,27 | 256113,94 |
| | [Bm. 1520] | [Bm. 1708] |



1a) STATO DI FATTO – MOMENTI

| | MIN | MAX |
|-------------|------------|------------|
| BM2(kgf.cm) | -266135,27 | 256113,94 |
| | [Bm. 1520] | [Bm. 1708] |



2a) PROGETTO CON LA CAPPA – MOMENTI

N° strati barre | 3 | Zoom

| N° | b [cm] | h [cm] |
|----|--------|--------|
| 1 | 20 | 40 |

| N° | As [cm²] | d [cm] |
|----|----------|--------|
| 1 | 3,08 | 3 |
| 2 | 4,02 | 20 |
| 3 | 3,08 | 37 |

Sollecitazioni
S.L.U. → Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cis
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. -
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Fletta ☐ Deviato

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

| FeB44k | | C25/30 | |
|--------------------------------|---------------|----------------------------------|-------------|
| ε _{su} | 67,5 ‰ | ε _{c2} | 2 ‰ |
| f _{yd} | 373,9 N/mm² | ε _{cu} | 3,5 ‰ |
| E _s | 200.000 N/mm² | f _{cd} | 14,17 N/mm² |
| E _s /E _c | 15 | f _{cc} /f _{cd} | 0,8 |
| ε _{syd} | 1,87 ‰ | σ _{c,adm} | 9,75 N/mm² |
| σ _{s,adm} | 255 N/mm² | τ _{co} | 0,6 |
| | | τ _{c1} | 1,829 |

M_{xRd} 65,12 kNm

σ_c -14,17 N/mm²

σ_s 373,9 N/mm²

ε_c 3,5 ‰

ε_s 16,28 ‰

d 37 cm

x 6,547 x/d 0,177

δ 0,7

IN SINTESI:

Nella direzione ortogonale al sisma si osserva che comunque i pilastri risultano verificati

Infatti il momento massimo sollecitante risulta di

M_s=2661 daNm

Il momento resistente come da grafico superiore risulta di

M_r= 5541 daNm

M_s/M_r=2661/5541=0.480 <1 verificato

MODELLO SEMPLIFICATO
FORZE SISMICHE DELLO STATO DI FATTO
 Riferita al nuovo DM 14-01-2008

 forze sismiche unitarie
 da applicare al
 modello

PESO SISMICO DEL PRIMO LIVELLO
 QUOTA (m) dal p.c. 2,80

MURATURE DEL PRIMO LIVELLO

| parete N. | L | h | s | gm | n° | Gm |
|-----------|-----|------|-----|--------|--------|------|
| | m | m | m | daN/mc | numero | daN |
| P1 | 1,2 | 1,40 | 0,4 | 2000 | 2 | 2688 |
| P2 | 1,6 | 1,40 | 0,4 | 2000 | 2 | 3584 |
| P3 | 1,6 | 1,40 | 0,4 | 2000 | 2 | 3584 |
| P4 | 1,2 | 1,40 | 0,4 | 2000 | 2 | 2688 |

TOTALE 12544 daN

SOLAIO DEL PRIMO LIVELLO SLU

| solaio | L | D | g | $\psi/21+\delta$ | n° | G+sQ |
|--------|-----|-----|--------|------------------|--------|------|
| | m | m | daN/mq | | numero | daN |
| TRAVI | 0,8 | 1,8 | | | 2 | 600 |

TOTALE 600 daN

TOTALE PRIMO LIVELLO 13144,0 daN

PESO SISMICO DEL SECONDO LIVELLO copertura
 QUOTA (m) su p.c. 7,50

SUPERFICI ASCENSORE

| parete N. | L | h | s | gm | n° | Gm |
|-----------|-----|------|-----|--------|--------|------|
| | m | m | m | daN/mc | numero | daN |
| P1 | 1,2 | 1,40 | 0,4 | 2000 | 2 | 2688 |
| P2 | 1,6 | 1,40 | 0,4 | 2000 | 2 | 3584 |
| P3 | 1,6 | 1,40 | 0,4 | 2000 | 2 | 3584 |
| P4 | 1,2 | 1,40 | 0,4 | 2000 | 2 | 2688 |

TOTALE 12544 daN

| solaio | L | D | g | s | q | G+sQ |
|-----------|---|-----|--------|---|--------|-------|
| | m | m | daN/mq | | daN/mq | daN |
| copertura | 6 | 9,8 | 500 | 0 | 100 | 29400 |

TOTALE 29400 daN

TOTALE SECONDO LIVELLO copertura 41944 daN

Wtot= 55088 daN
Fs1=
FORZA SISMICA UNITARIA
 daN/m

| | |
|-------|-------|
| 238,8 | 286,5 |
| 238,8 | 382,0 |
| 238,8 | 382,0 |
| 238,8 | 286,5 |

FORZA SISMICA UNITARIA
 daN/mq

| | |
|------|------|
| 44,4 | 64,0 |
|------|------|

FORZA SISMICA UNITARIA
 daN/m

| | |
|-------|--------|
| 238,8 | 286,5 |
| 238,8 | 382,0 |
| 639,6 | 1023,3 |
| 639,6 | 767,5 |

FORZA SISMICA UNITARIA
 daN/mq

| | |
|-------|--------|
| 142,8 | 8394,4 |
|-------|--------|

Forza sismica TOT. 12255

FORZA SISMICA D.M. 14-01-02008

ACCELERAZIONE ORIZZONTALE MAX

Riferita al nuovo DM 14-01-2008

Vn= 75 anni

Cu= 1,5

Vr=Vn*Cu 113 anni

Pvr= 10%

Tr=Vr/lg(1-Pvr) 1068 anni

ag(Tr1950)= 0,286 g

Ss= 1,11

St= 1

S=Ss*St 1,11

ζ= 5

μ=(10/(5+ζ))^0,5 1,0

Cc= 1,358

T*c= 0,394

Tc=CcxT*c 0,5351

Fo= 2,486

Se(T)= 0,79

q0= 3

au/a1= 1,3

Sdmax=Se(T)/q 0,20 DM 2008 SLC

MODELLO SEMPLIFICATO
FORZE SISMICHE PROGETTO
 Riferita al nuovo DM 14-01-2008

 forze sismiche unitarie
 da applicare al
 modello

PESO SISMICO DEL PRIMO LIVELLO
 QUOTA (m) dal p.c. 2,80

MURATURE DEL PRIMO LIVELLO

| parete N. | L | h | s | gm | n° | Gm |
|-----------|-----|------|-----|--------|--------|------|
| | m | m | m | daN/mc | numero | daN |
| P1 | 1,2 | 1,40 | 0,4 | 2000 | 2 | 2688 |
| P2 | 1,6 | 1,40 | 0,4 | 2000 | 2 | 3584 |
| P3 | 1,6 | 1,40 | 0,4 | 2000 | 2 | 3584 |
| P4 | 1,2 | 1,40 | 0,4 | 2000 | 2 | 2688 |

TOTALE 12544 daN

SOLAIO DEL PRIMO LIVELLO SLU

| solaio | L | D | g | $\psi/2i+\delta$ | n° | G+sQ |
|--------|-----|-----|--------|------------------|--------|-------|
| | m | m | daN/mq | | numero | daN |
| TRAVI | 0,8 | 1,8 | | | 2 | 600 |
| SOLAIO | 6 | 5,5 | 240 | 0,3 | 300 | 10890 |

TOTALE 11490 daN

TOTALE PRIMO LIVELLO 24034,0 daN

PESO SISMICO DEL SECONDO LIVELLO copertura
 QUOTA (m) su p.c. 5,60

SUPERFICI ASCENSORE

| parete N. | L | h | s | gm | n° | Gm |
|-----------|-----|------|-----|--------|--------|------|
| | m | m | m | daN/mc | numero | daN |
| P1 | 1,2 | 1,40 | 0,4 | 2000 | 2 | 2688 |
| P2 | 1,6 | 1,40 | 0,4 | 2000 | 2 | 3584 |
| P3 | 1,6 | 1,40 | 0,4 | 2000 | 2 | 3584 |
| P4 | 1,2 | 1,40 | 0,4 | 2000 | 2 | 2688 |

TOTALE 12544 daN

| solaio | L | D | g | s | q | G+sQ |
|-----------|---|-----|--------|---|--------|-------|
| | m | m | daN/mq | | daN/mq | daN |
| copertura | 6 | 9,8 | 500 | 0 | 100 | 29400 |

TOTALE 29400 daN

TOTALE SECONDO LIVELLO copertura 41944 daN

Wtot= 65978 daN

 FORZA
 SISMICA
 UNITARIA

daN/m

 332,5
 332,5
 332,5
 332,5

 FORZA
 SISMICA
 UNITARIA

daN/mq

 61,9
 49,0

 FORZA
 SISMICA
 UNITARIA

daN/m

 332,5
 332,5
 665,1
 665,1

 FORZA
 SISMICA
 UNITARIA

daN/mq

148,5

Forza sismica TOT.

FORZA SISMICA D.M. 14-01-02008

 399,0
 532,1
 532,1
 399,0

 89,1
 1616,7

 399,0
 532,1
 1064,1
 798,1

8729,2

15090
Fs1=
ACCELERAZIONE ORIZZONTALE MAX

Riferita al nuovo DM 14-01-2008

Vn= 75 anni

Cu= 1,5

Vr=Vn*Cu 113 anni

Pvr= 10%

Tr=Vr/lg(1-Pvr) 1068 anni

ag(Tr1950)= 0,286 g

Ss= 1,11

St= 1

S=Ss*St 1,11

ζ= 5

 $\mu=(10/(5+\zeta))^0,5$ 1,0

Cc= 1,358

T*c= 0,394

Tc=Cc*T*c 0,5351

Fo= 2,486

Se(T)= 0,79

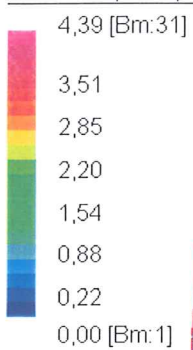
q0= 3

au/a1= 1,3

Sdmax=Se(T)/q 0,20 DM 2008 SLC

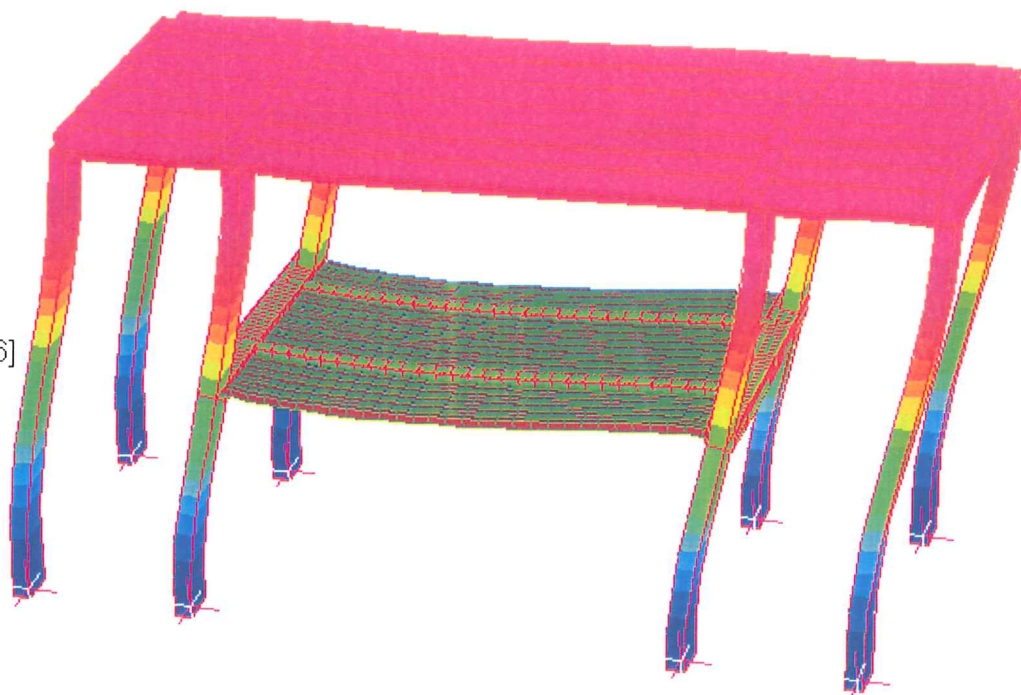
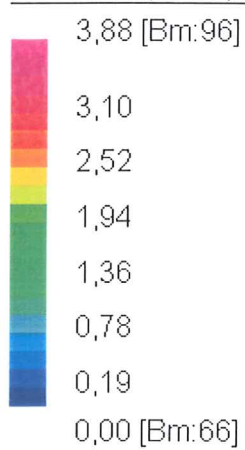
MODELLI SEMPLIFICATI

Beam Disp:DX (cm)



1b) STATO DI FATTO - SPOSTAMENTI

Beam Disp:DX (cm)

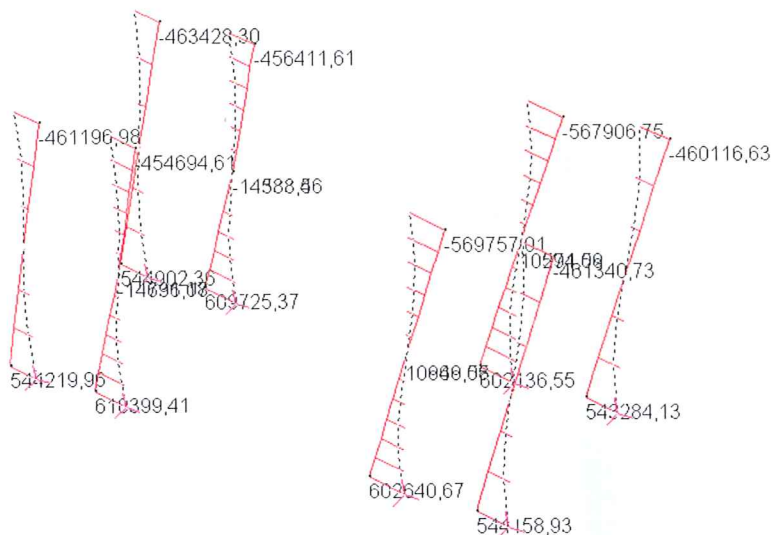


2b) PROGETTO CON CAPPA IN C.A. - SPOSTAMENTI

IN SINTESI:

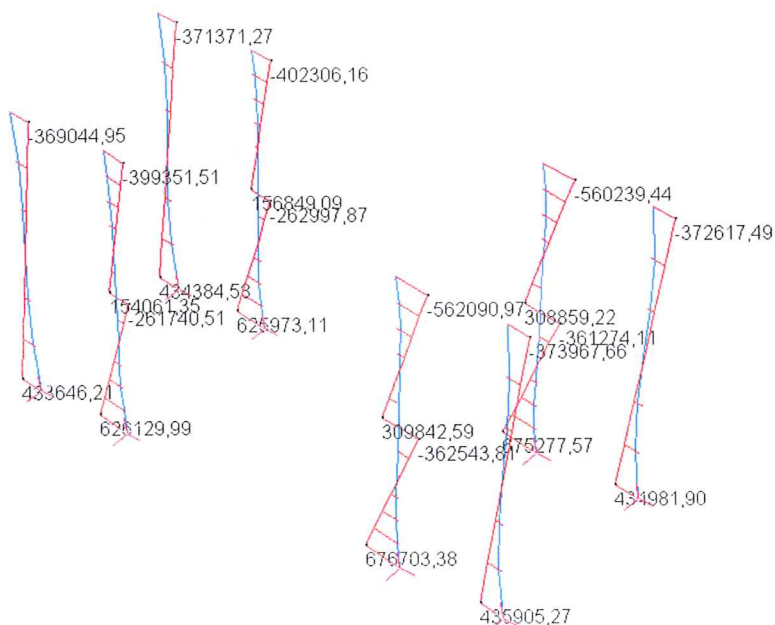
Il collegamento con la cappa delle strutture riduce gli spostamenti massimi della struttura

| | MIN | MAX |
|-------------|------------|-----------|
| BM1(kgf.cm) | -569757,01 | 610399,41 |
| | [Bm:4] | [Bm:1] |



1b) STATO DI FATTO – MOMENTI SUI PILASTRI

| | MIN | MAX |
|-------------|------------|-----------|
| BM1(kgf.cm) | -562090,97 | 676703,38 |
| | [Bm:69] | [Bm:68] |



2b) PROGETTO CON CAPPA IN C.A. – MOMENTI SUI PILASTRI

IN SINTESI:

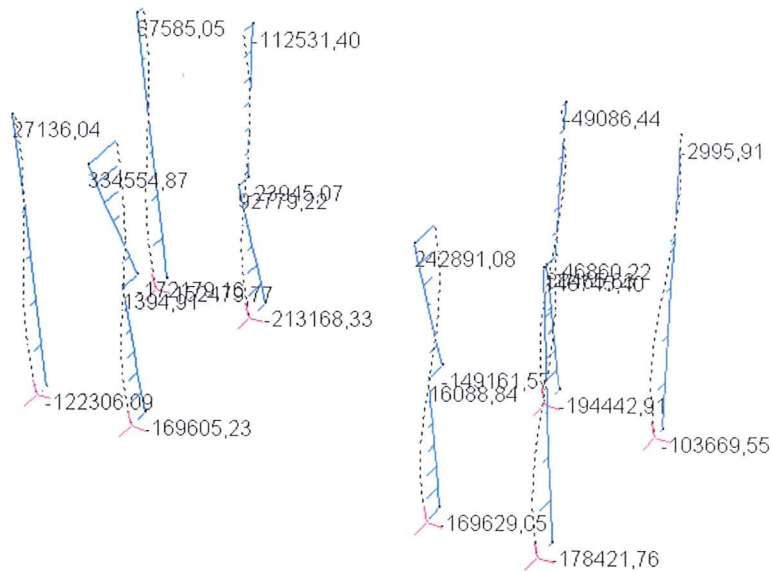
Il collegamento con la cappa delle strutture riduce i momenti agenti sui pilastri esterni di circa il 25% mentre complessivamente la somma dei momenti alla base della struttura si riduce di circa 5%

$$M_{sf} = 544219 + 610399 + 544902 + 603725 + 602640 + 602436 + 543284 = 4595763 \text{ daNcm}$$

$$M_{pr} = 433646 + 626129 + 625973 + 434384 + 676703 + 435905 + 434981 = 4342998 \text{ daNcm}$$

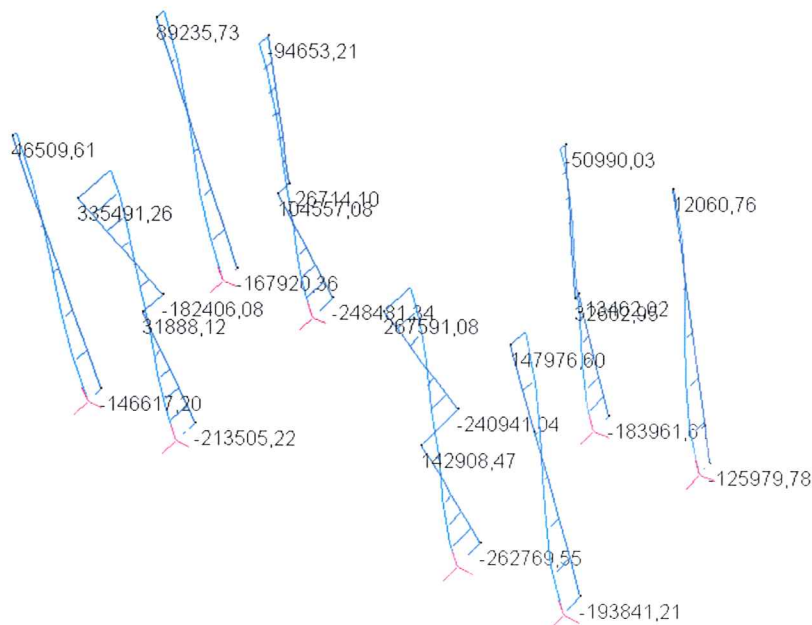
IL MIGLIORAMENTO COMPLESSIVO RISULTA DEL 5%

| | MIN | MAX |
|-------------|------------|-----------|
| BM2(kgf.cm) | -213168,33 | 334554,87 |
| | [Bm:7] | [Bm:2] |



1b) STATO DI FATTO – MOMENTI SUI PILASTRI

| | MIN | MAX |
|-------------|------------|-----------|
| BM2(kgf.cm) | -262769,55 | 335491,26 |
| | [Bm:68] | [Bm:67] |



2b) PROGETTO CON CAPPA IN C.A. – MOMENTI SUI PILASTRI

| N° | b [cm] | h [cm] |
|----|--------|--------|
| 1 | 20 | 40 |

| N° | As [cm²] | d [cm] |
|----|----------|--------|
| 1 | 3,08 | 3 |
| 2 | 2,01 | 20 |
| 3 | 3,08 | 37 |

☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. ☒ Metodo n ☐

| N _{Ed} | 0 | 0 kN |
|------------------|---|-------|
| M _{xEd} | 0 | 0 kNm |
| M _{yEd} | 0 | 0 |

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. - ☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L_o 0 cm Col. modello

☐ Precompresso

Materiali
 B450C C25/30

| ε _{su} | 67,5 ‰ | ε _{c2} 2 ‰ |
|--------------------------------|---------------|--------------------------------------|
| f _{yd} | 391,3 N/mm² | ε _{cu} 3,5 ‰ |
| E _s | 200.000 N/mm² | f _{cd} 14,17 |
| E _s /E _c | 15 | I _{cc} /I _{cd} 0,8 |
| ε _{syd} | 1,957 ‰ | σ _{c,adm} 9,75 |
| σ _{s,adm} | 255 N/mm² | τ _{co} 0,6 |
| | | τ _{c1} 1,829 |

| M _{xRd} | 55,41 | kN m |
|------------------|--------|------------|
| σ _c | -14,17 | N/mm² |
| σ _s | 391,3 | N/mm² |
| ε _c | 3,5 | ‰ |
| ε _s | 22,6 | ‰ |
| d | 37 | cm |
| x | 4,961 | x/d 0,1341 |
| δ | 0,7 | |

IN SINTESI:

Nella direzione ortogonale al sisma si osserva che comunque i pilastri risultano verificati

Infatti il momento massimo sollecitante risulta di

$M_s = 3354 \text{ daNm}$

Il momento resistente come da grafico superiore risulta di

$M_r = 5541 \text{ daNm}$

$M_s/M_r = 3354/5541 = 0.605 < 1$ verificato

IN CONCLUSIONE:

L'intervento si giustifica come miglioramento giustificato dal fatto che grazie alla realizzazione della cappa collegata alle travi perimetrali e collaborante con le IPE300 esistenti i momenti alla base in direzione parallela al sisma risultano complessivamente ridotti di circa il 5% rispetto la situazione di stato di fatto.

Mentre nell'altra direzione, ortogonale al sisma principale i pilastri risultano verificati.

5.- SCALA METALLICA

Si realizza la scala metallica in cui si prevede un sovraccarico di 400daN/mq

Di seguito si riportano in veste grafica le verifiche ai carichi verticali di resistenza e stabilità.

COSCIALE SCALE

Tempo d'incendio minimo

0

Geometria

α : angolo inclinazione falda

45 °

l : luce di calcolo in proiezione

400 cm

i : area influenza in proiezione

50 cm

Materiale

Tipo: acciaio laminato a caldo

S275

γ_{M0} : 1,05

Classe: sezione

1

c/t : 18,00 $\leq 72 \epsilon$

ϵ : 0,92

f_{yk} : 2750

daN/cm²

$t \leq 40$

f_{tk} : 4300

daN/cm²

E : 2100000

daN/cm²

E

ρ_k : 7850

daN/m³

v : 0,3

G : $2 \cdot (f + v)$

807692

daN/cm²

Sezione

PIATTO

Profilo:

10*180

c : 18 cm

t : 1 cm

pp: peso proprio

50,5 daN/m

A : 20

cm²

A_v : 20

cm²

χ : $\frac{A}{A_v}$

1,0

W_x : 54

cm³

W_{plx} : 81

cm³

J_x : 540

cm⁴

Carichi SLU

carico distribuito:

in falda

proiez orizz

daN/m²

daN/m²

i

p

m

daN/m

g_k : permanenti

100,0

141,4

γ_g : 1,3

0,50

91,9

pp: peso proprio

50,5 daN/m

γ_g : 1,3

65,7

q_{1k} : variabili 1

400,0

ψ_0 : 0,5

γ_q : 1,5

0,50

q_{ik} : variabili 2

0,0

ψ_0 : 0,6

γ_q : 1,5

0,50

q_k : variabili cmb 1

base 1 1,5x400x0,5+1,5x0,6x0x0,5:

300,0

300,0

q_k : variabili cmb 2

base v1,5x0x0,5+1,5x0,5x400x0,5:

150,0

W_k : totale carico statico

457,6

carico concentrato:

daN

daN

G_p : permanente

30,0

γ_g : 1,3

39,0

Q_{an} : accidentale n1

40,0

γ_q : 1,5

Q_{av} : accidentale v2

0,0

γ_q : 1,5

Q_k : variabili cmb 1

base neve: 1,5x40+1,5x0,6x0:

60,0

60,0

Q_k : variabili cmb 2

base vento: 1,5x0+1,5x0,5x40:

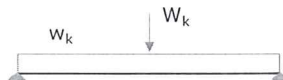
30,0

W_k : totale

99,0

Sollecitazioni SLU

schema di calcolo:



campata:

M_{max} : $\frac{1}{8} \cdot w_k \cdot l^2 + \frac{W_k \cdot l}{4}$

1014,1

daNm

appoggio:

T_{max} : $\frac{1}{2} \cdot w_k \cdot l + \frac{W_k}{2}$

964,6

daN

Verifiche tensioni SLU

sollecitazioni massime:

M_{Ed}

daNm

V_{Ed}

daN

resistenze di calcolo:

$M_{c,Rd} := \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$

daN/m

$V_{c,Rd} := \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$

daN

| | | | |
|--------|-------|--------|---------|
| 1014,1 | 964,6 | 2121,4 | 30242,2 |
|--------|-------|--------|---------|

| | | |
|------------|---------------------------|---------------------------|
| verifiche: | $\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}}$ | $\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}}$ |
| | 0,48 < 1 | 0,03 < 1 |

| | | | | | |
|------------------------------------|--------------------|------------------------------------|------------------|------|-------|
| Carichi SLE | | | | | |
| carico distribuito: | | | | | |
| | in falda | proiez orizz | | i | |
| | daN/m ² | daN/m ² | | m | daN/m |
| g_k : permanenti | 100,0 | 141,4 | γ_g : 1,0 | 0,50 | 70,7 |
| pp : peso proprio | | 50,5 daN/m | γ_g : 1,0 | | 50,5 |
| q_{1k} : variabili neve | | 400,0 | γ_q : 1,0 | 0,50 | |
| ψ_0 : 0,5 | ψ_1 : 0,2 | ψ_2 : 0,0 | | | |
| q_{ik} : variabili vento | | 0,0 | γ_q : 1,0 | 0,50 | |
| ψ_0 : 0,6 | ψ_1 : 0,2 | ψ_2 : 0,0 | | | |
| q_k : variabili rara cmb 1 | | base neve: 400x0,5+1x0,6x0x0,5: | 200,0 | | max |
| q_k : variabili rara cmb 2 | | base vento: 0x0,5+1x0,5x400x0,5: | 100,0 | | 200,0 |
| q_k : variabili frequenti cmb 3 | | base neve: 0,2x400x0,5+1x0x0x0,5: | 40,0 | | |
| q_k : variabili frequenti cmb 4 | | base vento: 0,2x0x0,5+1x0x400x0,5: | 0,0 | | |
| q_k : variabili quasi perm cmb 5 | | base neve: 1x0x400x0,5+1x0x0x0,5: | 0,0 | | |
| q_k : variabili quasi perm cmb 6 | | base vento: 1x0x0x0,5+1x0x400x0,5: | 0,0 | | |
| w_k : totale | | | | | 321,2 |
| carico concentrato: | | | | | |
| | daN | | | | daN |
| G_k : permanente | 30,0 | γ_g : 1,0 | | | 30,0 |
| Q_{1k} : variabile neve | 40,0 | γ_q : 1,0 | | | |
| Q_{ik} : variabile vento | 0,0 | γ_q : 1,0 | | | |
| Q_k : variabili rara cmb 1 | | base neve: 40+1x0,6x0: | 40,0 | | max |
| Q_k : variabili rara cmb 2 | | base vento: 0+1x0,5x40: | 20,0 | | 40,0 |
| Q_k : variabili frequenti cmb 3 | | base neve: 0,2x40+1x0x0: | 8,0 | | |
| Q_k : variabili frequenti cmb 4 | | base vento: 0,2x0+1x0x40: | 0,0 | | |
| Q_k : variabili quasi perm cmb 5 | | base neve: 1x0x40+1x0x0: | 0,0 | | |
| Q_k : variabili quasi perm cmb 6 | | base vento: 1x0x0+1x0x40: | 0,0 | | |
| W_k : totale | | | | | 70,0 |

| | | | | | |
|-----------------------------------|--|------------------------------------|-------|---------|----------|
| Verifiche deformazioni SLE | | | | | |
| carico distribuito: | | | | | |
| $u_{w ist}$: cmb 1 | | (70,7+50,5+400x0,5+1x0,6x0x0,5): | 0,95 | max | |
| $u_{w ist}$: cmb 2 | | (70,7+50,5+0x0,5+1x0,5x400x0,5): | 0,65 | 0,95 | → 1/422 |
| $u_{w ist}$: cmb 3 | $\left(\frac{5}{384} \frac{l^4}{EJ} + \chi \cdot \frac{l^2}{8GA} \right)$ | (70,7+50,5+0,2x400x0,5+1x0x0x0,5): | 0,48 | | |
| $u_{w ist}$: cmb 4 | | (70,7+50,5+0,2x0x0,5+1x0x400x0,5): | 0,36 | | |
| $u_{w ist}$: cmb 5 | | (70,7+50,5+1x0x400x0,5+1x0x0x0,5): | 0,36 | | |
| $u_{w ist}$: cmb 6 | | (70,7+50,5+1x0x0x0,5+1x0x400x0,5): | 0,36 | | |
| carico concentrato: | | | | | |
| $u_{w ist}$: cmb 1 | | (30+40+1x0,6x0): | 0,08 | max | |
| $u_{w ist}$: cmb 2 | | (30+0+1x0,5x40): | 0,06 | 0,08 | → 1/4835 |
| $u_{w ist}$: cmb 3 | $\left(\frac{1}{48} \frac{l^3}{EJ} + \chi \cdot \frac{l}{4GA} \right)$ | (30+0,2x40+1x0x0): | 0,04 | | |
| $u_{w ist}$: cmb 4 | | (30+0,2x0+1x0x40): | 0,04 | | |
| $u_{w ist}$: cmb 5 | | (30+1x0x40+1x0x0): | 0,04 | | |
| $u_{w ist}$: cmb 6 | | (30+1x0x0+1x0x40): | 0,04 | | |
| totale: | | | | | |
| u_{tot} : freccia totale | | | 1,03 | cm | |
| | | | ↓ | | |
| | | | 1/388 | < 1/300 | |

6.- SOLAIO DI PIANO

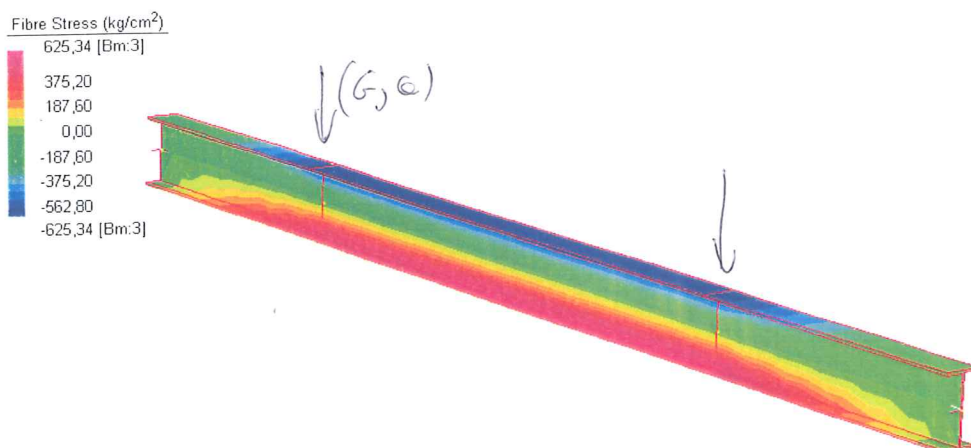
Si prevede di completare il solaio di piano della parete B dell'edificio in oggetto.

Come già descritto in precedenza si completa il solaio che presenta già installate le IPE300

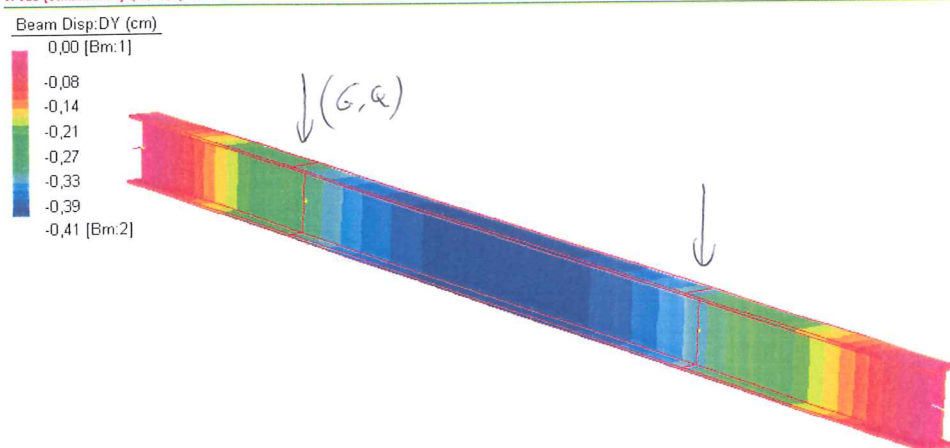
La destinazione del solaio prevede destinazione uffici in via cautelativa come riportato nella relazione di calcolo precedentemente depositata nel 1993 i carichi previsti sono di 240daN/mq per i permanenti + 500 daN/mq per gli accidentali.

Il calcolo del solaio viene realizzato adottando gli effettivi carichi previsti 240daN/mq di permanenti + 300 daN/mq per la destinazione uffici.

| VERIFICA TRAVI | | HEA100 | | S 275 | |
|---|--|-------------------|-------|----------------|-----------------------|
| tempo d'incendio min. | | 0 | | | |
| CARATTERISTICHE GEOMETRICHE: | | | | | |
| luce di calcolo [cm]= | | 180 | | | |
| largh. area influenza (proiez.) [cm]= | | 200,0 | | | |
| sezione trav HEA100 | | $\gamma M=$ | 1,05 | $f_y=$ | 275 N/mm ^q |
| p [Kg/m]= | | 20,0 | | | |
| J [cm ⁴]= | | 349,0 | | | |
| W _x [cm ³]= | | 73,0 | | | |
| W _{pl} [cm ³]= | | 83,0 | | | |
| h [mm]= | | 100,0 | | | |
| tw [mm]= | | 5,0 | | | |
| Av=1,04*h*tw | | 520,0 | | | |
| E [daN/cm ²]= | | 2100000 | | | |
| E (t=) [daN/cm ²]= | | 2100000 | | | |
| CARICHI | | in proiezione | | $\gamma_{g/q}$ | pr orizz.* γ |
| g [daN/m ²]= | | 200,0 | 200,0 | 1,4 | 280,00 |
| q [daN/m ²]= | | | 400,0 | 1,5 | 600,00 |
| p [daN/cm ²]= | | | 600,0 | | |
| carico concentrato= P = | | daN | 0 | | |
| CALCOLO SOLLECITAZIONI E VERIFICA: | | | | | |
| schema di calcolo: | | semplice appoggio | | | |
| Ms= i (G+Q) L ² /8 + pL ² /8+P L/4= | | 720,90 daNm | | | |
| Ts= i (G+Q) L /2 + pL/2+P/2= | | 1602,0 daN | | | |
| Mc.rd= [daNm]=Wpl*f _y / γ m | | 2173,8 daNm | | | |
| Vpl = [daN]=Av*f _y / $(\gamma M*(3)^2)$ | | 15132,3 daN | | | |
| Ms/Mc.rd= | | 0,332 <1 | | | |
| Ts/Vpl= | | 0,106 <1 | | | |
| CALCOLO DEFORMAZIONI | | 0,00 | | | |
| freccia accid. [cm] = | | 0,15 --> | 1/ | 1206 | |
| freccia perm. [cm] = | | 0,07 --> | 1/ | 2413 | |
| freccia totale [cm] = | | 0,22 --> | 1/ | 804 | |



3: SLU [Combination 1] (10,-52,-4) DS:0%



4: SLE [Combination 2] (10,-52,-4) DS:0%

VERIFICA IPE 300

Carichi applicati:

$i=160$ cm

$l=200$ cm

$G=768$ daN

$Q=960$ daN

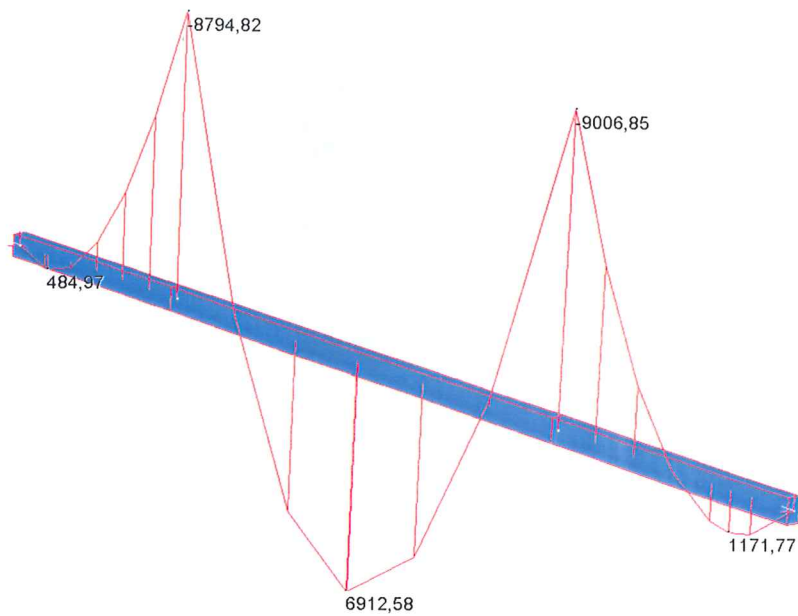
N.B.

Le travi IPE 300 si sono calcolate senza la collaborazione delle connessioni come previste nel progetto visto che le deformazioni e tensioni calcolate per la trave semplicemente appoggiata senza connessioni risultano minime.

VERIFICA SOLETTA CON LAMIERA GRECATA INFERIORE

SPESSORE lamiera 0.6mm e rete superiore f8 20X20

| | MIN | MAX |
|-------------|----------|---------|
| BM2(kgf.cm) | -9006,85 | 6912,58 |
| | [Bm:2] | [Bm:2] |



SLU momenti sulla soletta considerando una nervatura

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

| N° | sup [cm] | b inf [cm] | h [cm] |
|----|----------|------------|--------|
| 1 | 15 | 15 | 5 |
| 2 | 9 | 6 | 5,5 |

| N° | As [cm²] | d [cm] |
|----|----------|--------|
| 1 | 0,50 | 2 |
| 2 | 0,50 | 5 |
| 3 | 0,50 | 10,5 |

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd} kNm

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} kNm

σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c ‰
ε_s ‰
d cm
x x/d
δ

Materiali
B450C C28/35
ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} N/mm²
σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} τ_{c1}

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ cm Col. modello

☐ Precompresso

Ms= 90 daNm

Mr= 270 daNm

Ms/Mr=90/270=0.33<1 VERIFICATO OK

Titolo :

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

| N° | sup [cm] | b inf [cm] | h [cm] |
|----|----------|------------|--------|
| 1 | 15 | 15 | 5 |
| 2 | 9 | 6 | 5,5 |

| N° | As [cm²] | d [cm] |
|----|----------|--------|
| 1 | 0,50 | 2 |
| 2 | 0,50 | 5 |
| 3 | 0,50 | 10,5 |

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd} kNm

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} kNm

σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c ‰
ε_s ‰
d cm
x x/d
δ

Materiali
B450C C28/35
ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} N/mm²
σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} τ_{c1}

Metodo di calcolo
☐ S.L.U.+ ☒ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ cm Col. modello

☐ Precompresso

Ms= 69 daNm

Mr= 254 daNm

Ms/Mr=69/254=0.27<1 VERIFICATO OK

Ing. MARINO DEL PICCOLO
ORDINE DEGLI INGEGNERI
PROV. DI UDINE POS. N. 762

VI.- RIFERIMENTI NORMATIVI E BIBLIOGRAFICI

Nella progettazione delle strutture dell'edificio in oggetto si seguiranno le disposizioni contenute nei seguenti provvedimenti legislativi:

/1/ LEGGE n. 1086 del 5/11/1971 che disciplina l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.

/2/ LEGGE n.64 del 2/02/1974 concernente provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

/3/ D.M. 14 gennaio 2008 - Norme tecniche per le costruzioni sul Supplemento Ordinario della G.U. n. 29 del 4.02.2008

/4/ EUROCODICE No 2 design of concrete structures

/5/ EUROCODICE No 3 design of steel structures

/6/ D.M. LL. PP. 11 Marzo 1988: "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione" e relative istruzioni: Circolare Ministeriale del 24.07.1988, n. 30483/STC.

/7/ R. Lancellotta, J. Calavera, Fondazioni, McGraw-Hill, 1999.

/8/ J.E. Bowles, Fondazioni – Progetto e Analisi McGraw-Hill, 1991.

ALLEGATI

A

Elaborati grafici strutturali per edificio esistente con deposito presso la Direzione Provinciale dei servizi Tecnici di Udine con il titolo "Lavori di sistemazione fabbricati ed aree esterne ex cotonificio udinese -2°lotto" al n°1610-93 del 06-ott-1993 a firma degli Ing. Giuseppe Tricarico (n°1284) e dott. Ing. Aberto Motta (n°1662) iscritti all'Ordine degli Ingegneri di Udine.

Il parere favorevole della Commissione Tecnica per l'osservanza delle norme sismiche n°254 del 06-ott-1993

STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA

UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI UDINE

EX COTONIFICIO UDINESE PROGETTO DI RISTRUTTURAZIONE DEGLI IMMOBILI ESISTENTI

Concessionaria

EDIL - PRO

: edilizia di interesse pubblico s.p.a.

REGIONE AUTONOMA FRIULI - VENEZIA GIULIA
DIREZIONE PROVINCIALE DEI SERVIZI TECNICI

COMMISSIONE TECNICA PER L'OSSERVAZIONE
DELLE NORME SISMICHE
ESITO ESAME

PARTIRE NUMERO IN DATA

Tavola:

1

Oggetto:

POSITIVO 254 - 6 OTT. 1993

Padiglione d'ingresso-

IL SEGRETARIO

PIANTA FONDAZIONI

scala: **1:50** data:

aggiornamenti:

Progettisti:

dott.ing.
Giuseppe Tricarico

dott.ing.
Alberto Motta

Collaboratori:

Impresa:

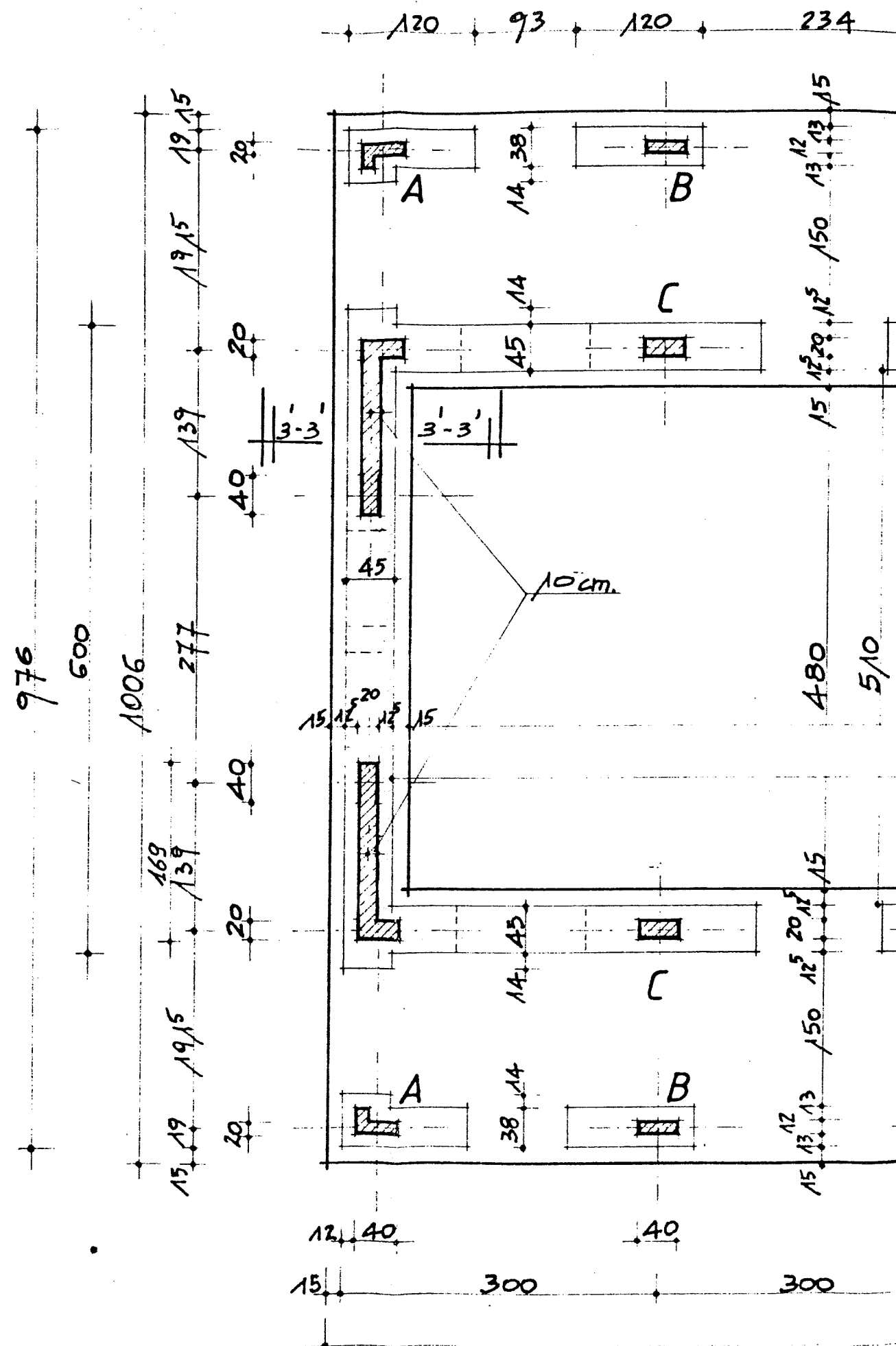
Committente:

REGIONE AUTONOMA FRIULI - VENEZIA GIULIA
DIREZIONE PROVINCIALE DEI SERVIZI TECNICI DI UDINE
L. 5-11-1971 n. 1036 - L.R. 9-8-1989 n. 27

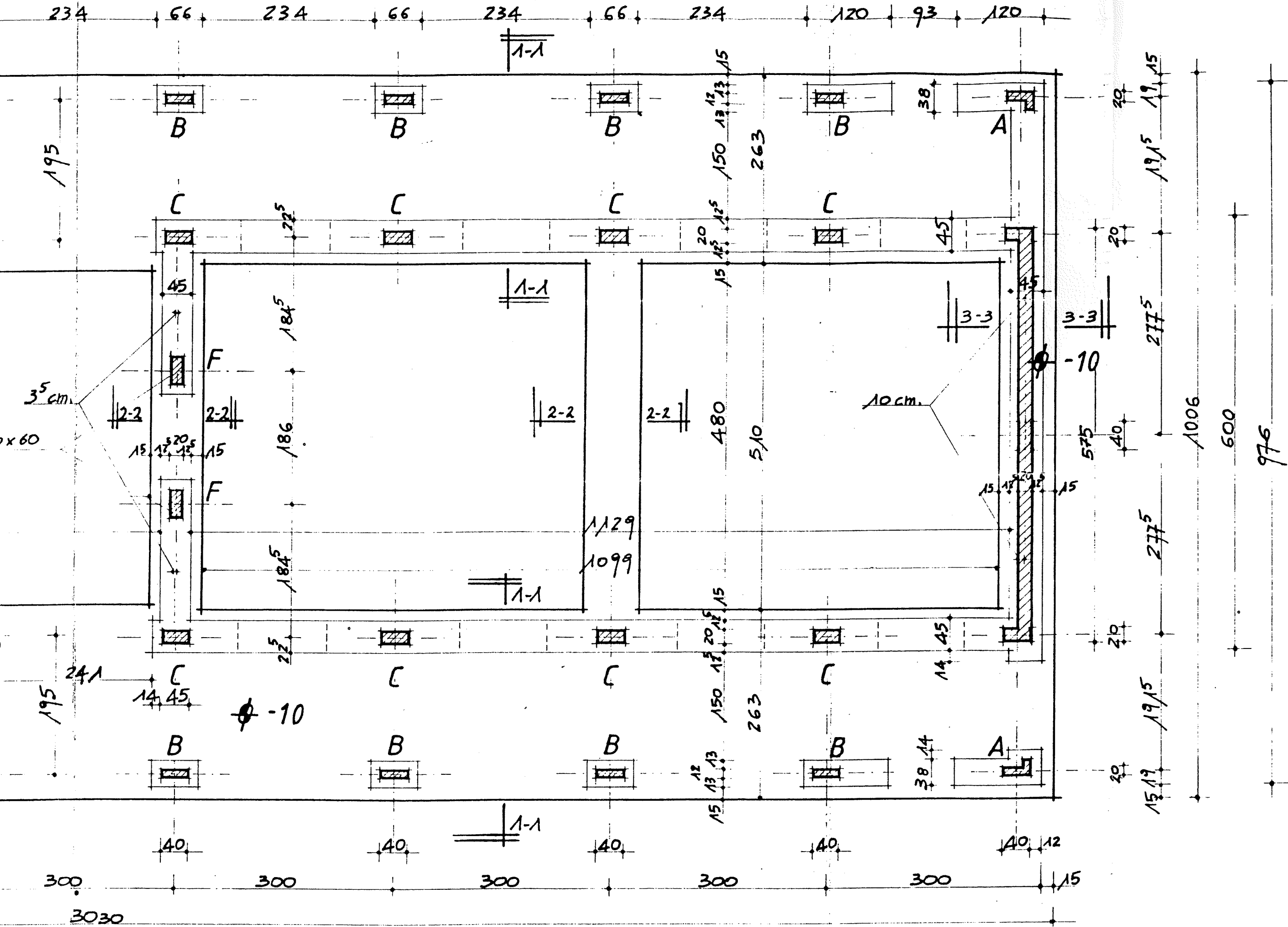
DEPOSITATO AL UDINE, II

16 10 93 6 OTT. 1993

DELL'APPOSITO ARCHIVIO.



NTA FONDAZIONI



STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA

UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI UDINE

EX COTONIFICIO UDINESE PROGETTO DI RISTRUTTURAZIONE DEGLI IMMOBILI ESISTENTI

Concessionaria

EDIL-PRO

: edilizia di interesse pubblico s.p.a.

REGIONE AUTONOMA FRIULI - VENEZIA GIULIA

DIREZIONE PROVINCIALE DEI SERVIZI TECNICI

DI UDINE

COMMISSIONE TECNICA PER L'OSSERVANZA

ESITO ESAME

PARERE

NUMERO

IN DATA

POSITIVO

5254

6 OTT. 1993

Tavola:

2

Oggetto:

Padiglione d'ingresso-

SEZIONI - PARTICOLARI COSTRUTTIVI

scala: 1:20

data:

aggiornamenti:

IL SEGRETARIO

Progettisti:

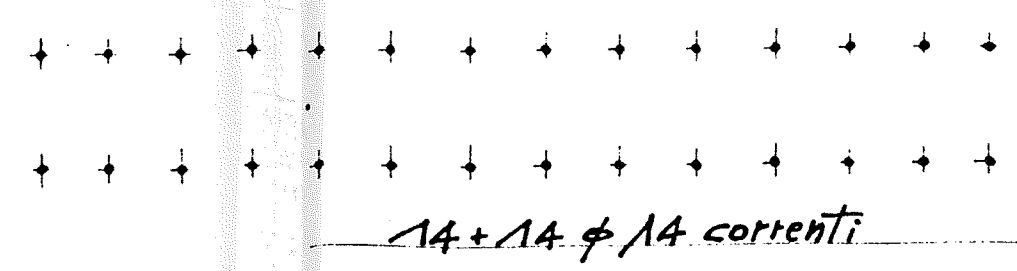
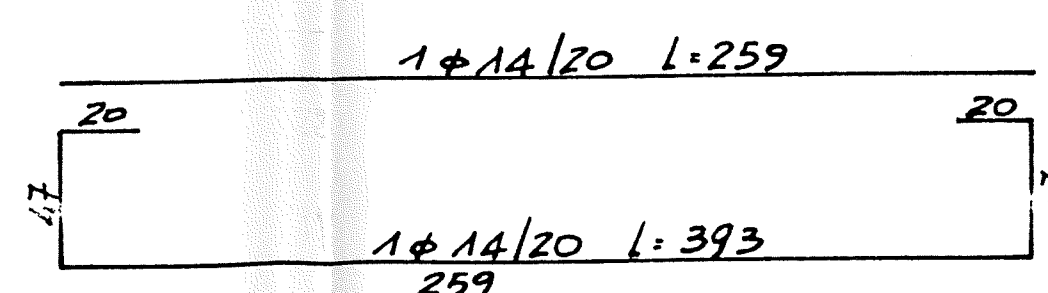
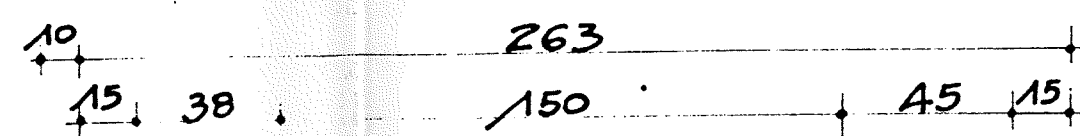
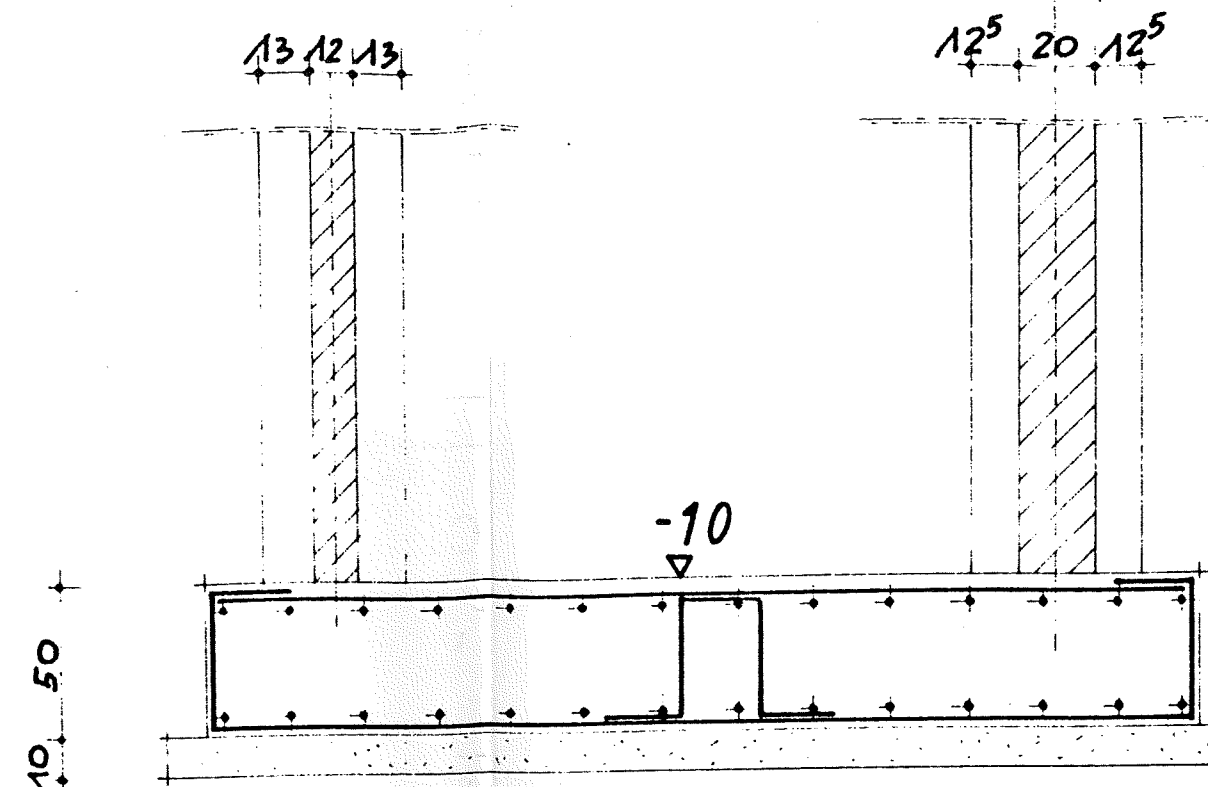
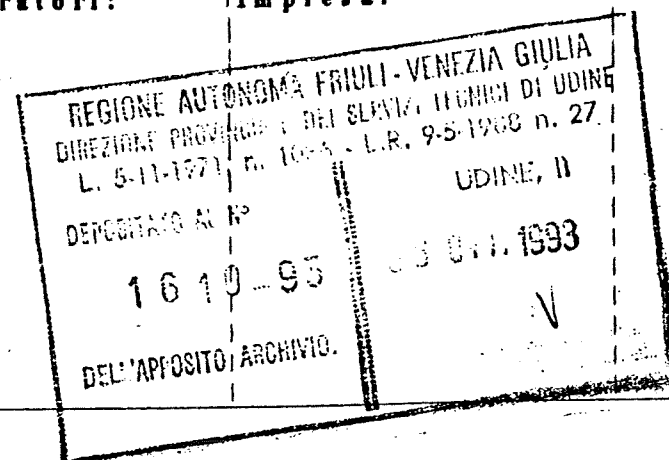
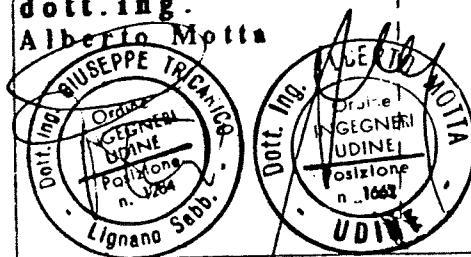
dott.ing.
Giuseppe Tricarico

dott.ing.
Alberto Motta

Collaboratori:

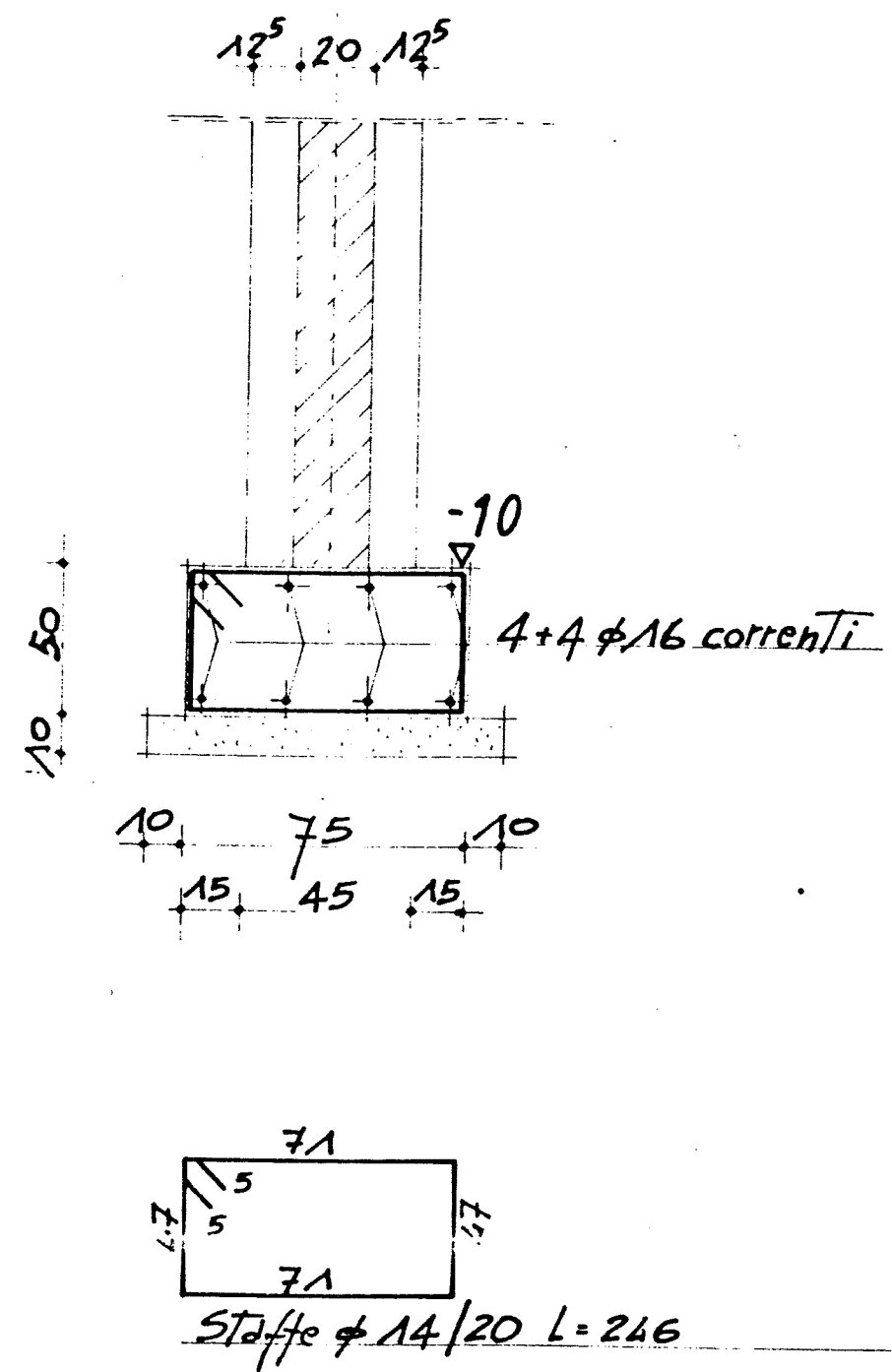
Impresa:

Committente:



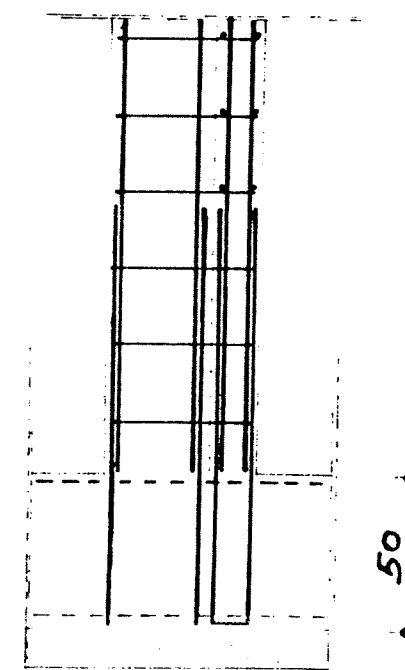
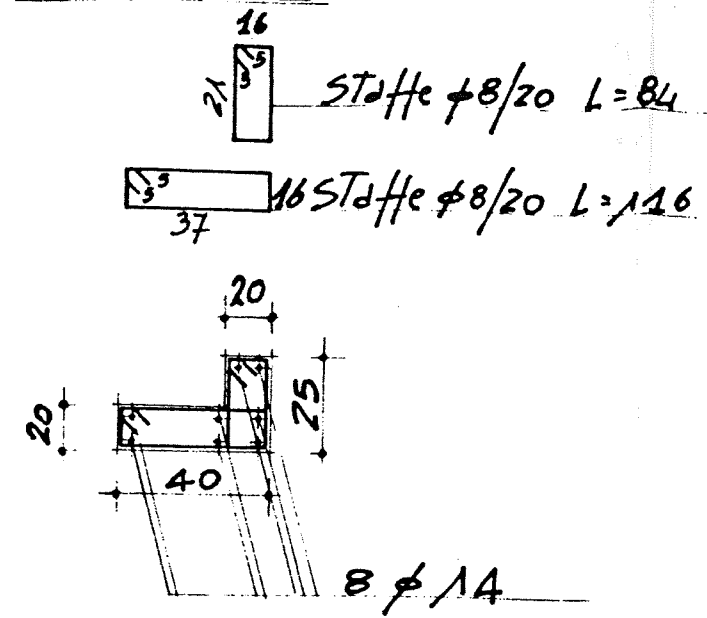
SEZIONE 1-1

50

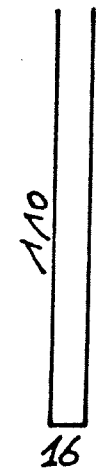


SEZIONE 2-2

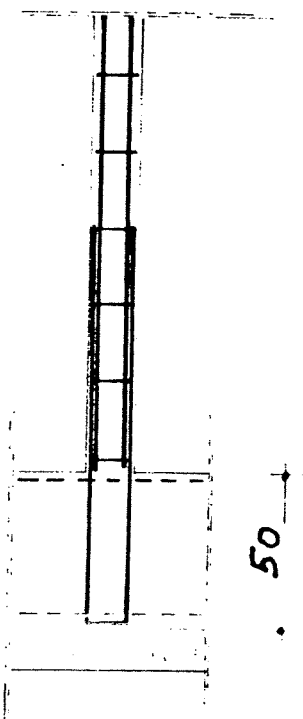
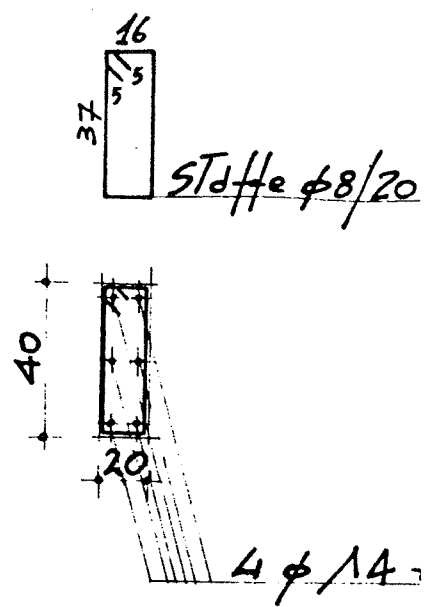
PART. A



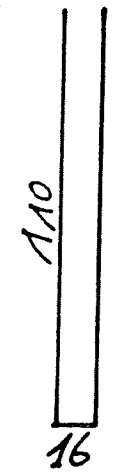
4 Riprese ϕ 12 L = 236



PART. C



3 Riprese ϕ 12 L = 236

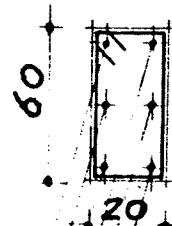
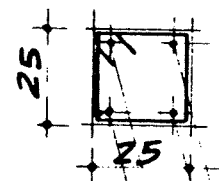


PART. D

1/16

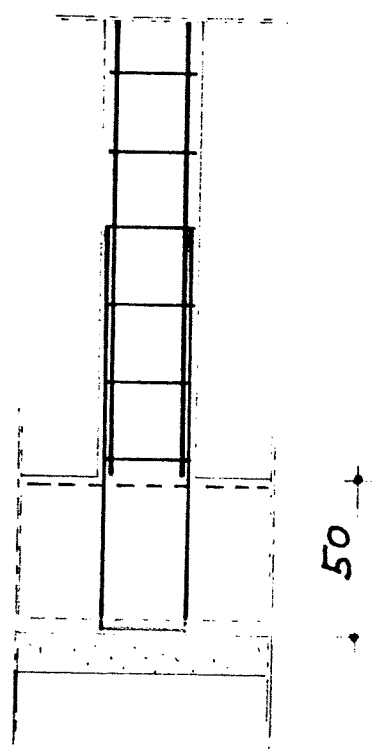
22 22 5 5
Staffe $\phi 8/20$ L=98

Staffe $\phi 8/20$ L=156

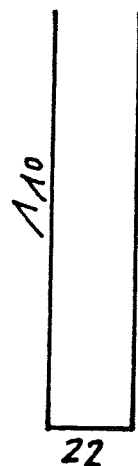


4 $\phi 14$

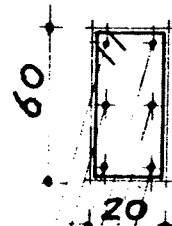
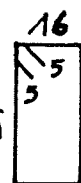
2 $\phi 16$ + 4 $\phi 14$



2 Riprese $\phi 12$ L=242



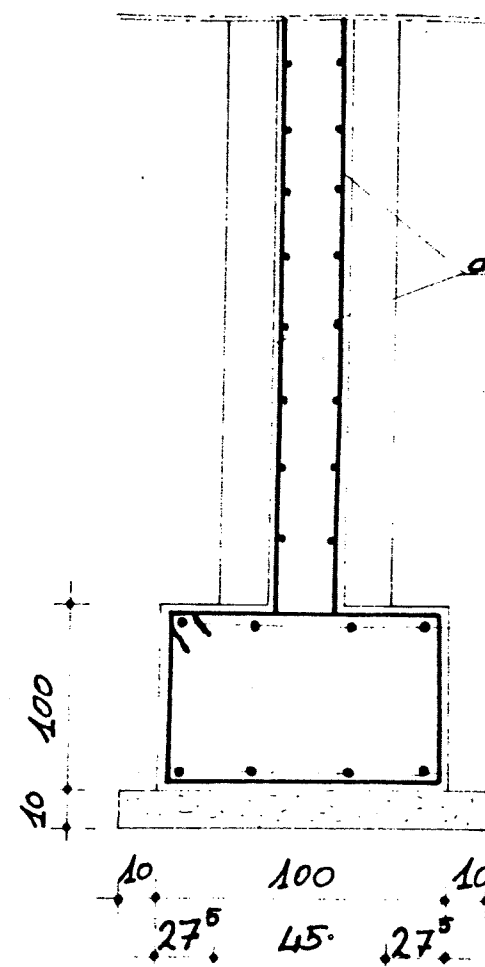
PART. F



3 Riprese $\phi 12$ L=236



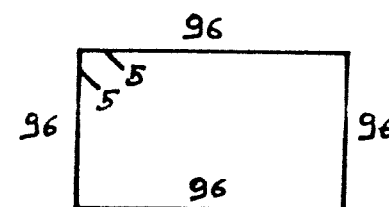
12.5 20 12.5



doppia rete elettros. $\phi 10/20 \times 20$ + (2+2) $\phi 16$ in testa

4 $\phi 20$ correnti

4 $\phi 14$ correnti



Staffe $\phi 14/20$ L=394

SEZIONE 3'-3'

STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA

UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI UDINE

EX COTONIFICIO UDINESE PROGETTO DI RISTRUTTURAZIONE DEGLI IMMOBILI ESISTENTI

Concessionaria

EDIL-PRO : edilizia di interesse pubblico s.p.a.

Tavola:

3

Oggetto:

Padiglione d'ingresso-
PIANTA SOLAIO PRIMO PIANO
SEZIONI - PARTICOLARI

scala **1:50-1:5**

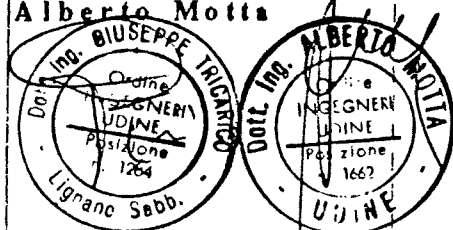
data:

aggiornamenti:

Progettisti:

dott.ing.
Giuseppe Tricarico

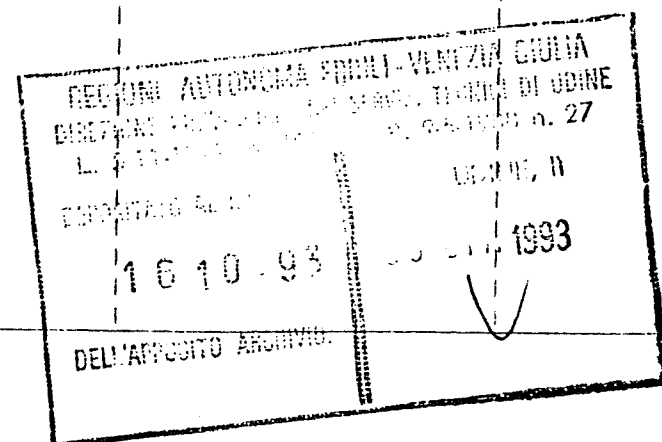
dott.ing.
Alberto Motta



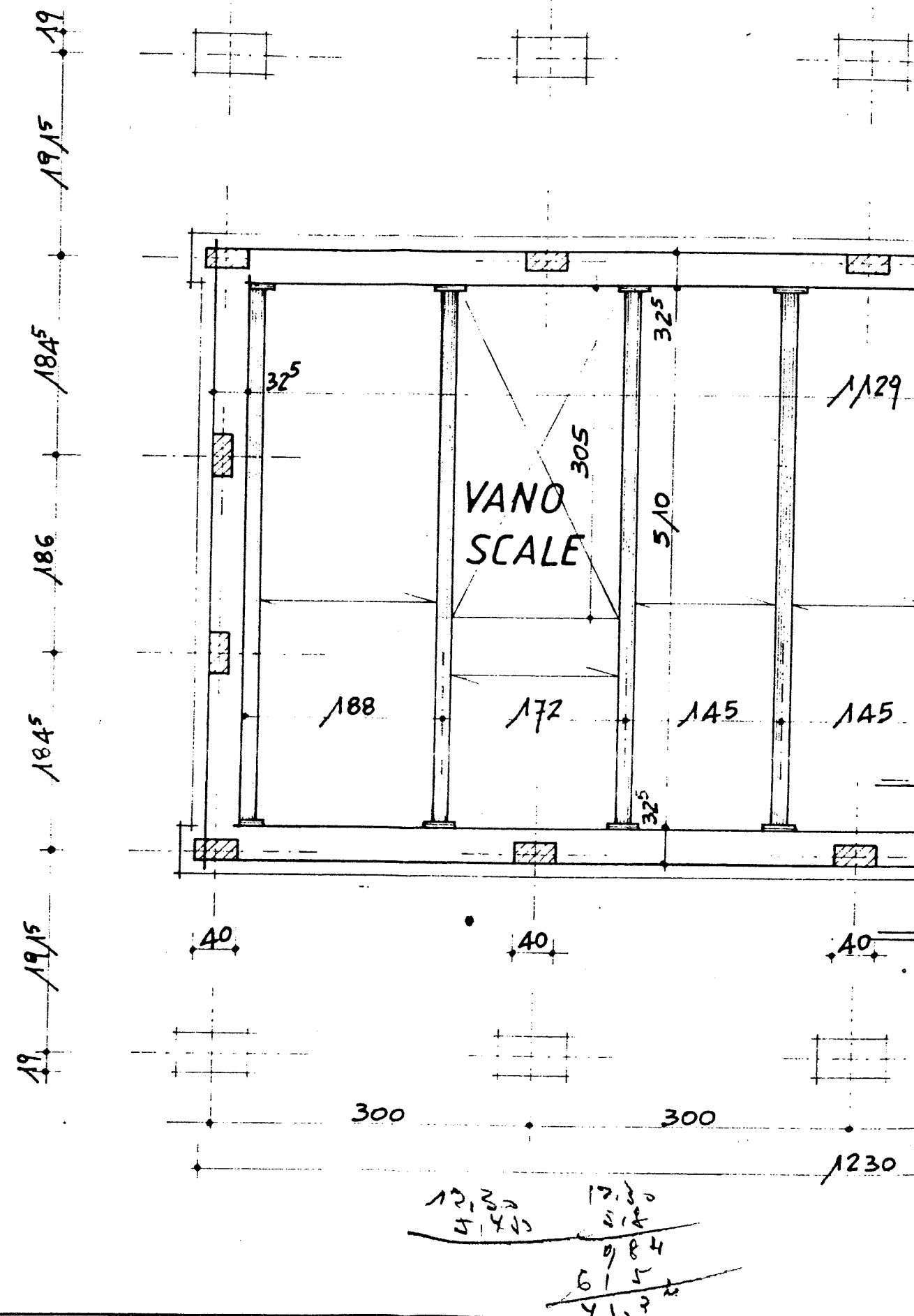
Collaboratori:

Impresa:

Committente:



PIANTA SOLAIO P



Technical drawing of a window frame. The drawing shows a rectangular frame with three vertical bars. Dimensions are given in millimeters (mm). The overall width is 300 mm. The overall height is 300 mm. The distance between the vertical bars is 145 mm. The distance from the left edge to the first bar is 145 mm. The distance from the second bar to the right edge is 189 mm. The thickness of the frame is 40 mm. The distance from the top edge to the first horizontal bar is 325 mm. The distance from the bottom edge to the first horizontal bar is 325 mm. The distance from the right edge to the first vertical bar is 325 mm. The distance from the left edge to the first vertical bar is 325 mm. The drawing includes handwritten labels: 298, 145, 189, 40, 300, 325, and 325.

325

25

Rete $\phi 4\ 20 \times 20$

lamiera grecata mm. 0,7 Tipo EGB 3

IPE 300

Pilastro

Handwritten numbers on a four-line staff:

Top line: 125

Second line: 20

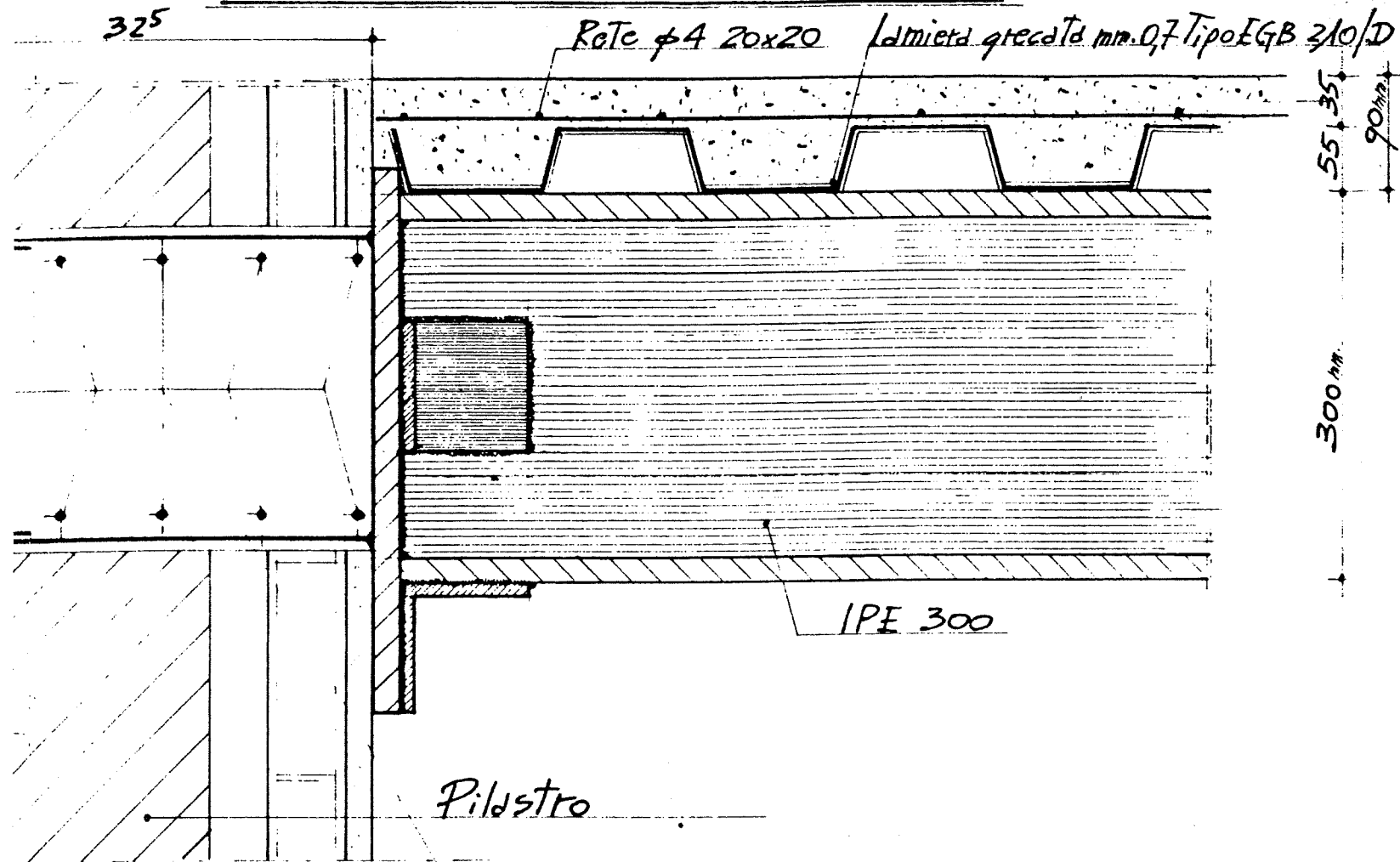
Third line: 45

Bottom line: 45

Between the second and third lines: 45, 6, 2

A rectangle with side lengths 5, 28, 5, and 22. The left side is labeled 5, the top side 28, the bottom side 5, and the right side 22. The top-left corner is marked with a right-angle symbol.

SEZIONE CORDOLO DI PIANO



31

Staffe imbullonate alla piastrina per ancoraggio cordolo
 $n^{\circ} 4 \phi 18 l = 621$ e
 2 staffe $\phi 18$ saldate

21

10

20

45

6

2

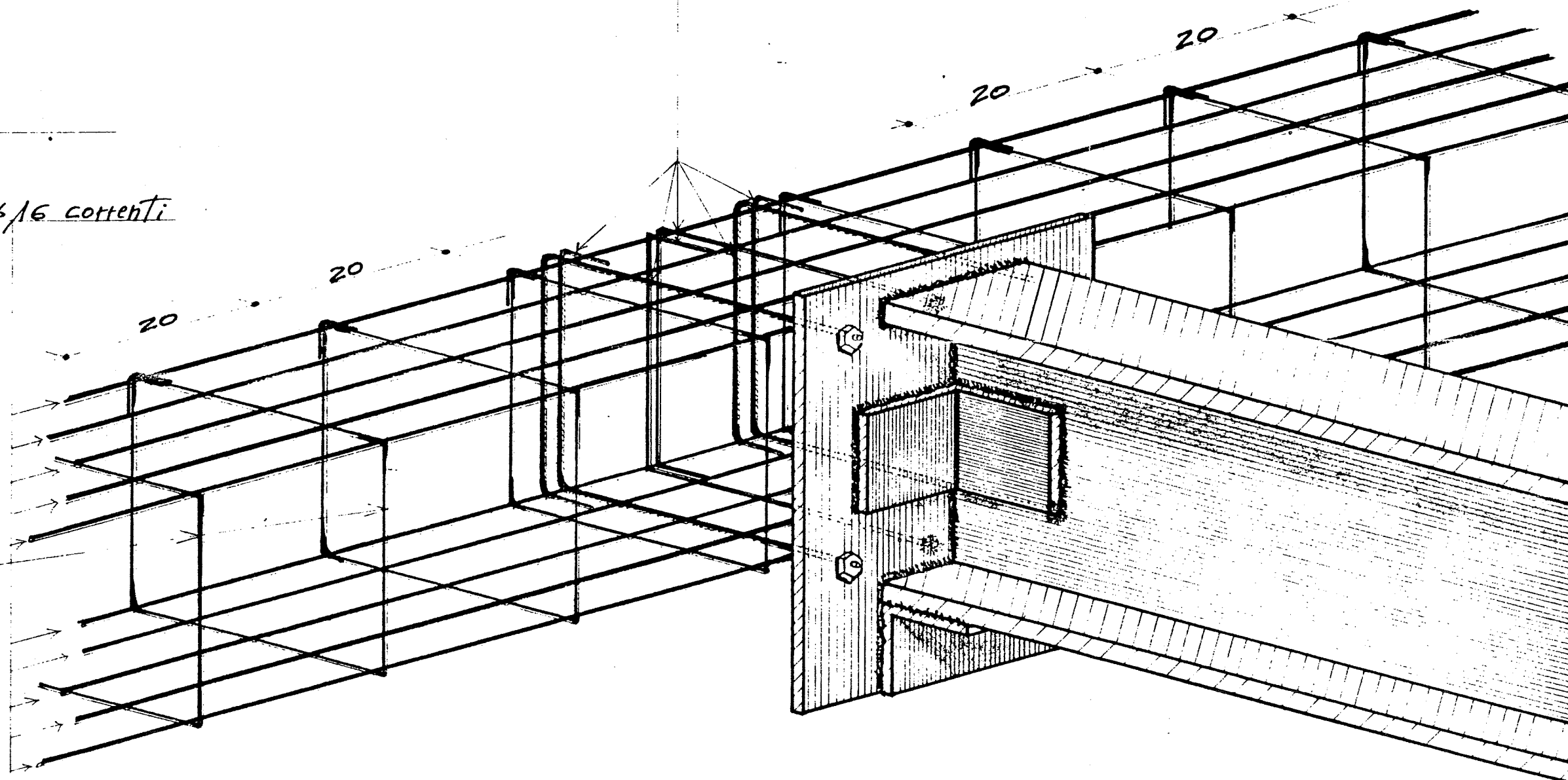
5 + 5 $\phi 16$ correnti

5

28

22

58/20 $l = 110$



PARTICOLARE ARMATURE

STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA

UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI UDINE

EX COTONIFICIO UDINESE PROGETTO DI RISTRUTTURAZIONE DEGLI IMMOBILI ESISTENTI

Concessionaria

EDIL-PRO

: edilizia di interesse pubblico s.p.a.

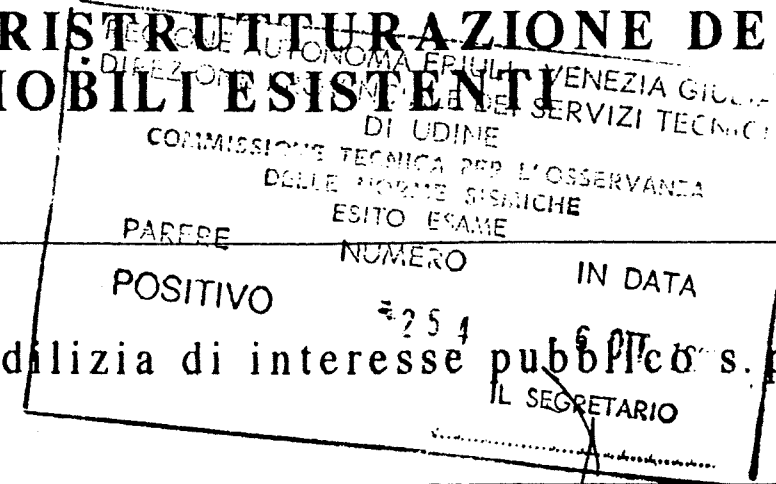


Tavola: Oggetto:

4

Padiglione d'ingresso-

**PIANTA SOLAIO DI SOTTOTETTO
SEZIONI**

scala: **1:50-1:1**

aggiornamenti:

Progettisti:

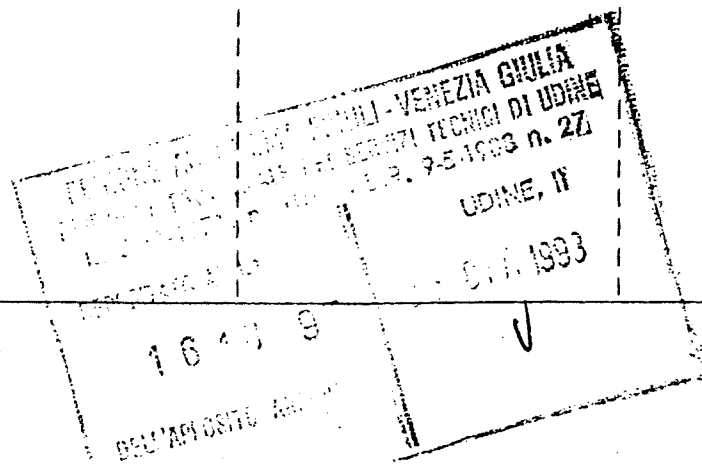
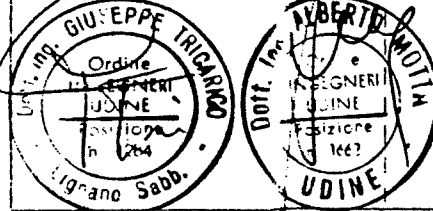
dott.ing.
Giuseppe Tricarico

dott.ing.
Alberto Motta

Collaboratori:

Impresa:

Committente:

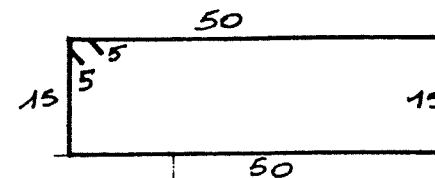


SEZ. D-D

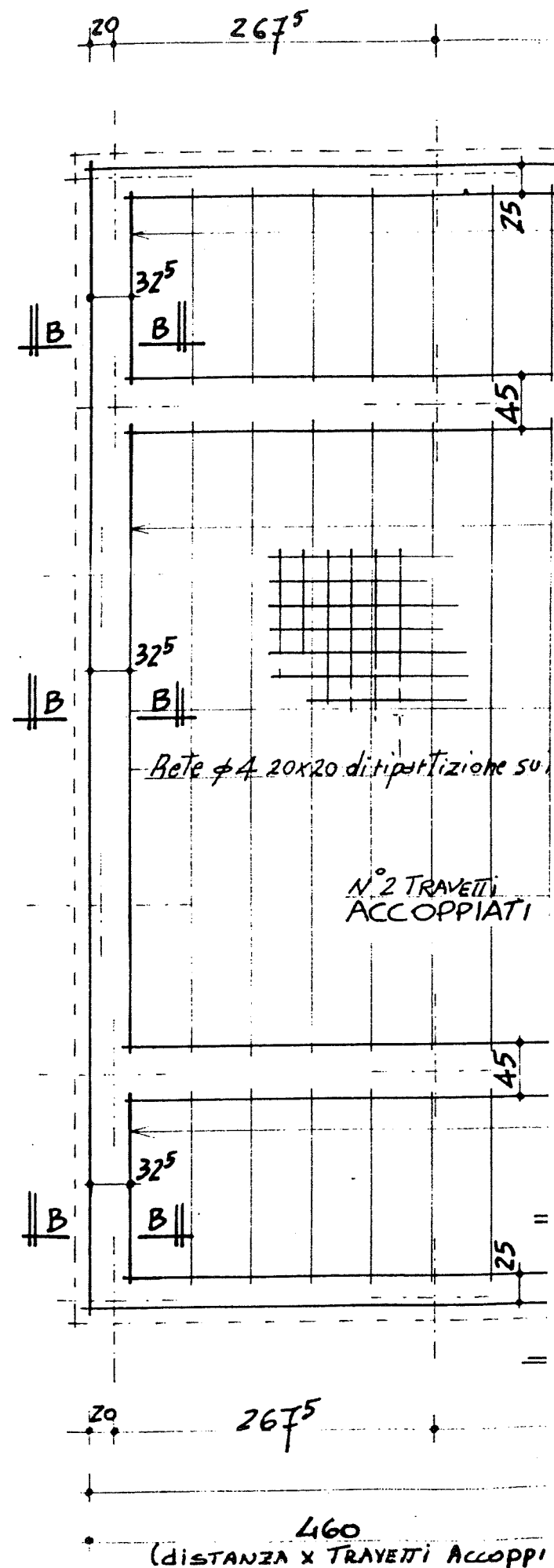
6 ϕ 12 CORRENTI

50

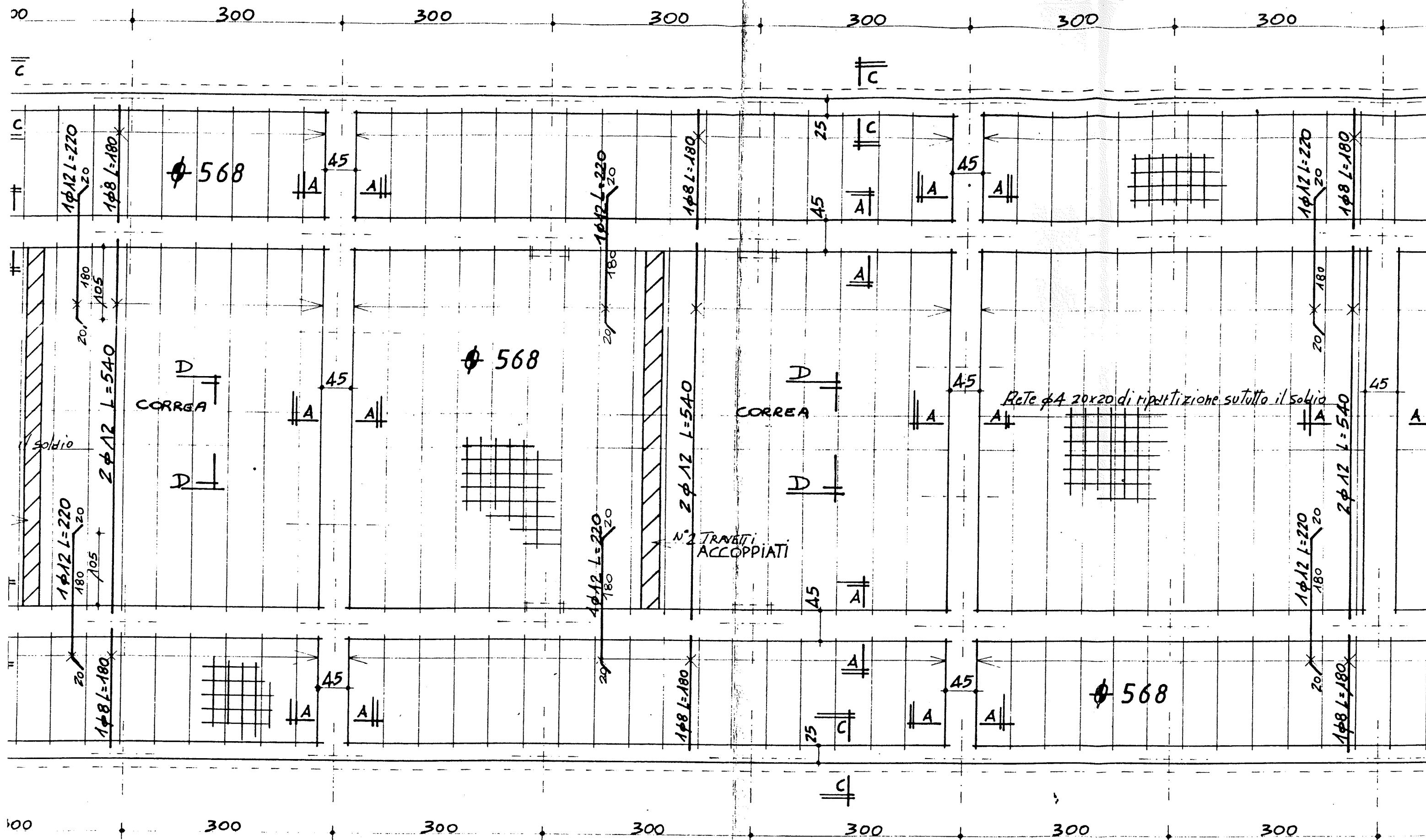
TRAVELLIO



STAFFE ϕ 8/50
L = 140



PIANTA SOLAIO DI SOTTOTETTO 16+4 l=50 CM.



2975

450
(DISTAZA X TRAVETTI ACCOPPIATI)

Hand-drawn structural drawing of a reinforced concrete slab (SOLIDA) showing a grid of reinforcement bars. The drawing includes dimensions (300, 267.5, 20, 45, 25, 32.5), section markers (A-A, B-B, C-C, D-D), and reinforcement specifications (1φ12 L=220, 1φ8 L=180, 2φ12 L=540, φ4 20x20). The drawing is divided into four quadrants by a central vertical line and a horizontal line. The top and bottom quadrants show a grid of bars, while the left and right quadrants show a grid of bars with a central section marker. The drawing is labeled 'SOLIDA' in the center.

Technical drawing of a rectangular frame. The drawing shows a rectangle with a width of 45 and a height of 20. The frame is composed of two parallel lines, with a gap between them. The label $4 + 4\phi 1$ is written below the rectangle, indicating the reinforcement details.

Stoffe $\phi 8/14$ L = 126

Technical drawing of a rectangular plate. The drawing shows a top view of a rectangular plate with a width of 325 and a height of 20. The plate is reinforced with 3+3φ12 bars. The drawing includes a cross-section view on the right side, showing the plate's thickness and the reinforcement bars. The reinforcement bars are labeled as 3+3φ12.

Stoffe $\phi 8/14$ L = 100

Stoffe $\phi 8/46$ L = 86

UNIVERSITA' degli STUDI di UDINE

REGIONE AUTONOMA FRIULI - VENEZIA GIULIA
DIREZIONE PROVINCIALE DEI SERVIZI TECNICI
DI UDINE
COMMISSIONE TECNICA PER L'OSSERVANZA
DELLE NORME SISMICHE
ESITO ESAME
PARERE
POSITIVO
NUMERO 254
IN DATA 6 OTT. 1993
IL SEGRETARIO

EX COTONIFICIO UDINESE
PROGETTO DI RISTRUTTURAZIONE DEGLI
IMMOBILI ESISTENTI

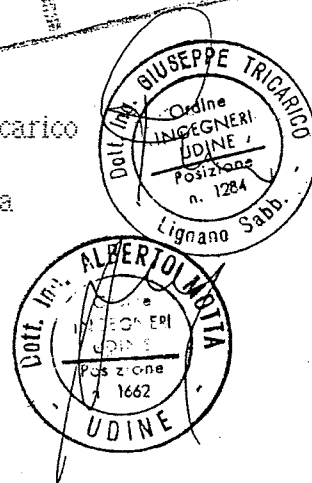
- 1) GENERALITA'
- 2) RELAZIONE ILLUSTRATIVA SUI MATERIALI
- 3) RELAZIONE SULLE FONDAZIONI
- 4) RELAZIONE DI CALCOLO : COPERTURA

Il Direttore dei Lavori

REGIONE AUTONOMA FRIULI - VENEZIA GIULIA
DIREZIONE PROVINCIALE DEI SERVIZI TECNICI DI UDINE
L. 5-11-1977, n. 1064 - L.R. 9-5-1988 n. 27.
DEPOSITATO IN DATA 16-10-93
UDINE, IL 06 OTT. 1993
DELL'APPOSITO AGGIUNTO
I progettisti

dott. ing. Giuseppe Tricarico

dott. ing. Alberto Motta



2) RELAZIONE ILLUSTRATIVA SULLE CARATTERISTICHE, QUALITA' E DOSATURA DEI MATERIALI IMPIEGATI.

A) CALCESTRUZZO

I getti in calcestruzzo per le strutture in c.a. di qualsiasi natura (pilastri, travi, cordoli, scale, linde ecc.) saranno eseguiti con calcestruzzo ottenuto usando con cemento tipo 325, come definito dalla legge 26.05.1965 n. 595, dosaggio minimo 3,00 q.li./mc.-

Per quanto attiene alla resistenza caratteristica di riferimento essa si intende determinata a 28 gg. su cubetti di cm. 15 o 16 di lato preparati e stagionati in ottemperanza alle norme UNI 7163-79, UNI 6126-72, UNI 6127-73, UNI 6130-72 con prescrizione dell'esecuzione di n. 3 prelievi ogni 100 mc. di getto.-

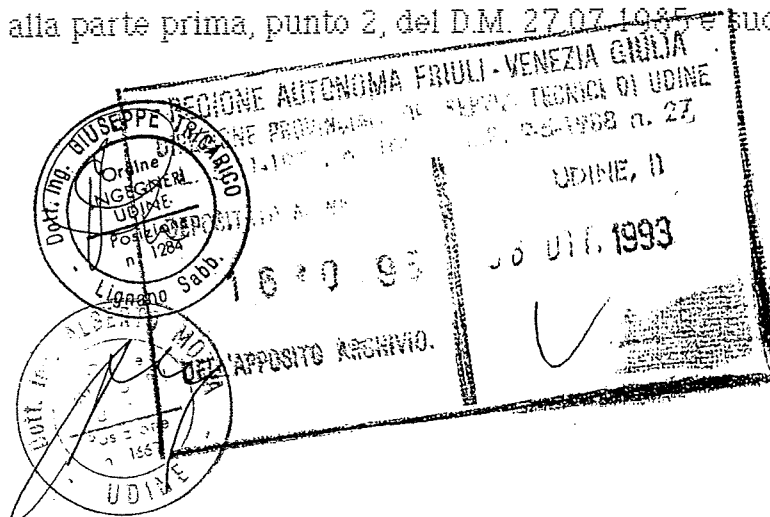
Gli inerti sono naturali, non gelivi e non friabili, privi di sostanze organiche, limose ed argillose, gesso od altri elementi che potrebbero pregiudicare le caratteristiche finali dell'impasto.-

Essi saranno caratterizzati da una curva granulometrica nei termini prescritti della già citata UNI 7163-79.-

L'acqua d'impasto dovrà essere naturale, non di scarico e comunque priva di sostanze organiche. Il limite massimo di torbidità e' fissato in 2 g. per litro determinata in base al residuo alla filtrazione. Il rapporto acqua/cemento e' fissato nella misura massima di 0,5.-

Nel caso di getti difficili tale rapporto dovrà essere trattato con additivi tipo PLASTOCRETE o similari previo controllo da parte della D.L. al fine di ottenere uno slump adeguato nel caso non si riesce ad aumentare acqua e cemento nello stesso rapporto.-

Per quanto riguarda le caratteristiche statiche spettanti alle diverse classi di calcestruzzo si fa riferimento alla parte prima, punto 2, del D.M. 27.07.1985 e succ. agg.-



In particolare si danno le seguenti prescrizioni :

| elementi strutturali | classe CLS a 28 gg. (R'ck-kg/cm ²) | cemento | quantitativo com- ponenti x mc. di | | dimensione max degli inerti | consistenza |
|-------------------------|--|---------|---------------------------------------|---------------|-----------------------------------|-------------|
| | | | impasto | | | |
| | | | ghiaia mc. | sabbia mc. | | |
| FONDAZIONI | 250 | 325 | 0,8 | 0,4 | D 15 | plastica |
| ELEVAZIONE | 300 | 325 | 0,8 | 0,4 | D 10 | plastica |

$$\frac{1 \text{ kg}}{\text{cm}^2} = \frac{10 \text{ N}}{100 \text{ mm}^2} = 0,1 \text{ N/mm}^2$$

B) ACCIAIO D'ARMATURA PER CEMENTO ARMATO ORDINARIO

Per tutte le tavole di progetto adottera' acciaio tipo FeB44K controllato come da norma con la sola esclusione del diametro D 6 ove si adottera' preferibilmente tondo liscio FeB22K.

| acciaio tipo | tensione caratteristica snervamento N/mm ² | tensione di rottura N/mm ² | A5 % | piegatura a 180 su mandrino di D | sigma amm. kg/cm ² |
|-----------------|--|---|---------|--|-------------------------------------|
| FeB44K | > 430 | > 540 | > 12 | a seconda del D; con raddr. | 2'600 |
| FeB22K | > 215 | > 335 | > 24 | 2 D | 1'200 |

Per i controlli da effettuarsi sugli acciai da C.A.N. si fa esplicito riferimento al punto 2.2.8 del D.M. 27.07.1985.-

3) RELAZIONE SULLE FONDAZIONI

Essendo i fabbricati siti in zona sismica, si e' ritenuto opportuno procedere ad un particolare esame locale con scavo a cielo aperto del terreno di fondazione e rilevare alcuni valori della resistenza a compressione mediante penetrometro tascabile.

All'ispezione del terreno, sotto lo scotico superficiale, si e' presentato asciutto, ben drenato e compatto con composizione di ghiaia mista a sedimenti sabbiosi e leggere presenze di lenti argillose consolidate.

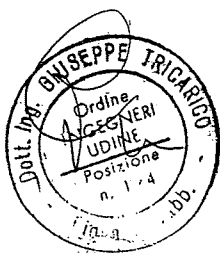
Complessivamente il sedime e' classificabile come zona omogenea e stabile.

Ai fini delle verifiche di portanza e resistenza del terreno sotto l'azione dei carichi si e' tenuto un valore ammissibile pari a $1,5 \text{ Kg/cm}^2 = 0,15 \text{ N/mm}^2$.

La tipologia usata per strutture di fondazione e' quella continua nastriforme.

Ai fine di rendere maggiormente rigida la struttura di fondazione sono stati prescritti cordoli in c.a. di collegamento tra gli elementi continui.

Il calcestruzzo impiegato dovra' essere del tipo R'ck $\geq 250 \text{ Kg/cm}^2 = 25 \text{ N/mm}^2$ ed armato con acciaio FeB 44 K.



B

Collaudo di questo 2° lotto datato 06-05-1997, a firma del Collaudatore Ing. Pier Giorgio Malerba iscritto all'ordine degli Ingegneri di Novara con n°602/74.

COMUNE DI UDINE UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI UDINE
 COLLAUDO STATICO PER I LAVORI "EX COTONIFICIO UDINESE
 RISTRUTTURAZIONE DEGLI IMMOBILI ESISTENTI SISTEMAZIONE
 ESTERNA AREA 2° LOTTO"

Deposito Effettuato il giorno 08.07.93. Prot. 1610/93

A. PREMESSA. Il sottoscritto Prof. Ing. Pier Giorgio Malerba, iscritto all'Ordine Ingegneri della Prov. di Novara con Pos.602/74, residente in Domodossola (Vb), V.A.De Gasperi 39, C.F.MLR-PGR-47T26-C215W, Part. I.V.A.00373310036, e' nominato dal Consiglio di Amministr. dell'Universita' degli Studi di Udine, Collaudatore dei Lavori "Ex Cottonificio Udinese. Ristrutturazione degli immobili esistenti. Sistemazione Esterna Area 2° Lotto", sito in Udine, in Via delle Scienze.

B. GENERALITA'

B.1. Progetto Generale e delle Strutture. Il Progetto Generale dell'opera e' del Dott. Arch. Adalberto Burelli, Albo Architetti del Friuli, Pos.N.163, con studio in V.S.Agostino 2, 33100 Udine, del Dott.Arch. Stefano Gri e dallo Studio Conti & Associati, V.del Partidor, 7, 33100 Udine per la Concessionaria Soc. ITALPOSTE Edilizia di Interesse Pubblico S.p.A., Gruppo IRI-Italstat, Via Nizza, 152, 00198 Roma. Progettisti delle Strutture sono il Dott.Ing.Giuseppe Tricarico, Ordine Ingegneri Prov. di Udine Pos. 1284 ed il Dott.Ing. Alberto Motta, Ordine degli Ingegneri Prov. di Udine, Pos.N.1662, Udine, V. Veneto, 25.



P. G. Malerba

Dott. Ing.
Pier Giorgio Malerba
 Albo Profess. di Novara
 Pos. 602/74

B.2.Direzione Lavori. La Direzione dei Lavori e' stata svolta dal Dott. Ing. Roberto Pessina, Ordine degli Ing. della Prov. di Udine, Pos.456, Elenco Reg. dei Collaudatori di Opere Strutturali Pos.372, recapito in Palmanova, Via Da Mula 5/B.

B.3.Impresa Esecutrice. I lavori sono stati eseguiti dall'Impresa EUROMETANO S.r.l. di S. Giorgio di Nogaro, incorporata per fusione dalla DELTAGAS S.p.A. di Cremona, Via Ingegneri 4, Filiale S.Giorgio Nogaro (Ud), P.za D'Agostini, 7.

B.4.Adempimenti di Legge. Il progetto e' stato depositato presso la Direz. Prov. dei Serv. Tecnici di Udine, Prot. Dep. 1610/93, il giorno 08.07.93. Ai sensi dell'Art.1 della Legge Regionale 9.05.88, n.27, la Commissione Tecnica per l'osservanza delle Norme sismiche ha esaminato il progetto e:
-in data 06.10.93, ha espresso parere positivo, trasmesso il 05.11.93 con Lett.Prot.20680/-E/5/27, per l'edificio denominato "Padiglione di ingresso".

-in data 22.12.93, ha espresso parere positivo, trasmesso in data 19.01.94 con Lett.Prot.1058/-E/5/27, per gli altri edifici e per le varianti apportate.

B.5.Descrizione dei Lavori. I lavori consistono nella realizzazione di: (1)-Padiglione di Ingresso. (2)-Deposito per solventi. (3)-Scalinata e Muri Sostegno nelle adiacenze del sottopasso di collegamento con Via delle Scienze. (4)-Porticato Piazza (non eseguito). Le opere vengono descritte singolarmente.

P.f. Hobler

1. Padiglione di Ingresso. E' un corpo di fabbrica su pianta rettangolare di lati 30.30mx9.76m, destinato alle funzioni di ingresso, portineria, servizi. Si compone di tre vani: due vani chiusi verso V.delle Scienze e V.Cotonificio ed un vano di accesso porticato nella zona centrale. La struttura e' realizzata in C.A. e mattoni. Le fondazioni sono costituite da due nastri di C.A. lunghi quanto l'edificio e larghi 2.63m, collegati trasversalmente tra di loro da cinque travi larghe 0.75m. Gli elementi strutturali poggiano su di uno strato di magrone alto 0.10m ed hanno uno spessore corrente di 0.50m. Nei traversi di estremita' lo spessore della trave di fondazione in C.A. e' di 1.00m. Le strutture in elevazione e' assimilabile ad un edificio intelaiato in C.A. Vi sono in senso longitudinale quattro serie di nove pilastri, piu' due pilastri e due setti alle due estremita'. Altri due coppie di pilastri sono poste in corrispondenza dei due traversi adiacenti il passo carraio. All'interno dell'edificio e' presente un solo solaio nel vano lato V.Cotonificio. A progetto il solaio e' costituito da travetti in acciaio IPE300 su luce netta di 5.10m, sormontato da una lamiera grecata alta 0.055m e da un getto di calcestruzzo fino ad un'altezza massima di 0.09m. Il carico previsto e' di 240(permanente)+500(accidentale)kg/mq. Finora sono stati posti in opera i soli travetti. L'eventuale realizzazione del solaio e della scala di accesso e' rinviata a successivi

P. F. Halerba

lavori di completamento dell'opera. La copertura e' realizzata da tavelloni 100x25x6 resi solidali da una cappa armata e poggianti, tramite distanziatori realizzati in forati da 8cm di spessore, su di un solaio in latero-cemento di spessore $(16+4)=20\text{cm}$ ed avente luci $(1.915-5.550-1.915)\text{m}$. La luce centrale e' irrigidita in senso trasversale da un rompitratta di sezione 50x20cm.

2. Deposito Solventi. E' un corpo di fabbrica su pianta rettangolare di lati 21.52mx6.52m, suddiviso in 5 vani, dei quali 4 con larghezza agli interassi di 3.00m (2.80 interno + 0.20 di parete) ed uno largo 9.025m ($0.20/2+8.80+0.25/2$).

L'edificio e' destinato a deposito di materiale infiammabile e la massima resistenza e' stata affidata alle pareti perimetrali, lasciando la copertura come parete di minor resistenza. Le fondazioni sono costituite da una correa perimetrale continua di sezione 1.00x0.40m, poggiante su di uno strato di magrone alto 0.10m. I muri in elevazione hanno spessore di 0.20m e sono interrotti solo dai vani delle porte. Tutto intorno alla copertura e' posta una veletta di coronamento in C.A. La copertura ha struttura portante costituita da capriate metalliche aventi corrente superiore e inferiore in tubo di sezione 150x100x5, aste inclinate di parete in tubo 40x40x2.6, monaco in tubo 30x30x6. Il piano di copertura e' realizzato in pannelli autoportanti tipo Monopanel che poggiano su angolari profilati a caldo a lati

P. f. Molero

uguali e spigoli tondi 100x100x12. Per le unioni saldate sono stati prescritti giunti di seconda classe ottenuti per saldatura manuale ad arco con elettrodi rivestiti. Bulloni e dadi per le unioni sono prescritti in acciaio di Classe 4.6.

3. Scalinata - Sottopasso. E' la scalinata che dalla zona dell'Ex Cottonificio, presa come quota 0.00, si abbassa al sottopasso di collegamento con Via delle Scienze posto a quota -4.80. La scala e' larga 1.80m ed e' costituita da tre rampe da dieci alzate da 16cm (pedata 30cm), una battuta in C.A. di accesso, due pianerottoli intermedi da 1.80m, il piano di arrivo. A fianco della scala vi sono due pareti sostegno/contenimento dello spessore medio di 25cm.

C. COLLAUDO

C.1. Operazioni di Collaudo. Le operazioni di Collaudo sono consistite in: (1) esame della documentazione di progetto; (2) visite alle opere finite; (3) esame dei certificati relativi alle prove sui materiali. (4) revisione a campione dei calcoli di stabilita'.

C.2 Visita alle Opere. L'opera e' stata esaminata dallo scrivente nei giorni 17.12.96, 07.01.97, 09.01.97 (Esame in ufficio relazione calcolo con Ing. Motta), 16.01.97. Alle operazioni di Collaudo hanno assistito in diverse fasi il Dir. dei Lavori Ing. Pessina Roberto, i tecnici della Deltagas Geom. Fantini Renato ed il P.I. Fabris Lino, l'Ing. Motta, calcolatore delle strutture e l'Ing. Gianpaolo Proscia



P. G. Malerba

Dott. Ing.
Pier Giorgio Malerba
Albo Profess. di Novara
Pos. 602/74

della Ripartizione Tecnica dell'Università di Udine.

Nel corso delle visite e' stato fatto un esame generale delle opere e sono state richieste informazioni sull'andamento dei lavori. In particolare si e' esaminato il solaio (per ora incompleto) dell'edificio Palazzina Ingresso. I problemi posti erano due: (1) se esso abbia o meno una funzione resistente nei riguardi dell'azione sismica. (2) le modalita' di collegamento delle flange di testata con le corree perimetrali. Allo scopo il Collaudatore si e' incontrato due volte con il calcolatore delle strutture, col quale sono stati riesaminati e chiariti i criteri e le modalita' di calcolo. Lo stesso Calcolatore ha fornito ulteriori verifiche del collegamento citato. Sono stati inoltre chiesti informazioni sulle sezioni dei pilastri, alcuni dei quali avevano, a disegno, dimensioni inferiori a quelle minime consentite (13x40). E' stata prodotta una documentazione (Allegato 2) che attesta che le dimensioni effettive sono maggiori (20x40) ed in accordo con le Norme. E' stato infine richiesto un intervento di finitura su alcune parti con calcestruzzo a vista che mostrava nidi di ghiaia. L'intervento e' stato eseguito.

C.3.0. Prove sui Materiali

C.3.1. Esame dei Terreni. Nella loro relazione i Progettisti delle strutture riferiscono di aver esaminato il terreno mediante uno scavo a cielo aperto che ha mostrato, a livello

P.F. Melerba

del piano di posa, un terreno asciutto, ben drenato e compatto, composto da ghiaia mista a sedimenti sabbiosi ed a leggere presenze di lenti di argilla ben consolidate. Il terreno e' stato quindi classificato come omogeneo e stabile.

Gli stessi progettisti riferiscono di aver effettuato delle prove di resistenza a compressione mediante penetrometro tascabile. Ai fini delle verifiche e' stata assunta una pressione ammissibile di contatto pari a $\sigma_t = 1.5 \text{ kg/cm}^2$.

C.3.2. Prove su Materiali. Nel corso delle operazioni di collaudo sono stati esibiti con la Relazione a Strutture Ultimate, N.4 Certificati di Prova, riportati in Allegato.

Certificato N.7748 del 02.06.94, dell'Ist. Tecnico Industr.

Malignani, Udine. Prove a compressione su cubetti prelevati da varie parti delle strutture. Resistenze di progetto:

-per le fondazioni $R_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$, per cui deve essere:

$$R_m \geq 25 + 3.5 = 28.5 \text{ N/mm}^2, R_1 \geq 25 - 3.5 = 21.5 \text{ N/mm}^2$$

-per le altre strutture $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$, per cui deve essere:

$$R_m \geq 30 + 3.5 = 33.5 \text{ N/mm}^2, R_1 \geq 30 - 3.5 = 26.5 \text{ N/mm}^2$$

Dai risultati, dati per due campioni, si trae:

$$\text{Fondazioni Deposito Solventi: } R_m = 39.20 \text{ N/mm}^2, R_1 = 38.70 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Strutt. Elevaz. Depos. Solventi: } R_m = 45.35 \text{ N/mm}^2, R_1 = 43.60 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Fondaz. Padiglione Ingresso : } R_m = 44.00 \text{ N/mm}^2, R_1 = 43.60 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Pilastri Padiglione Ingresso: } R_m = 44.00 \text{ N/mm}^2, R_1 = 41.80 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Fondazioni Porticato : } R_m = 40.25 \text{ N/mm}^2, R_1 = 39.60 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Solaio Padiglione Ingresso : } R_m = 47.10 \text{ N/mm}^2, R_1 = 44.90 \text{ N/mm}^2$$

P. f. Molerche

Certificato N.7748 del 13.06.94, dell'Ist.Tecnico Industriale Malignani, Udine. Prove a Trazione su barre ad aderenza migliorata. Le resistenze di progetto dovevano corrispondere a quelle dell'acciaio FeB44k. Le caratteristiche meccaniche esposte dal certificato sono conformi a quanto previsto dalla Norme. Nei piegamenti su mandrino non si sono manifestate cricche visibili e mediamente risulta:

$f_{ymed} = 553.4 \text{ N/mm}^2$, $f_t = 635.2 \text{ N/mm}^2$ Allung. $A_5 = 25.79 \text{ N/mm}^2$.

Certificato N.1732 del 15.05.96, emesso dal Laboratorio Autorizzato Geoconsult, Via Campobello, 28/c Pomezia. Prove a compressione su cubetti non identificati. Dalla Relazione a Strutture Ultimate si deve dedurre che riguardano i muri di accesso al sottopasso. Le resistenze di progetto erano:

-per le fondazioni $R_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$, per cui deve essere:

$R_m \geq 25 + 3.5 = 28.5 \text{ N/mm}^2$, $R_1 \geq 25 - 3.5 = 21.5 \text{ N/mm}^2$

-per le strutture in elevazione $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$, da cui:

$R_m \geq 30 + 3.5 = 33.5 \text{ N/mm}^2$, $R_1 \geq 30 - 3.5 = 26.5 \text{ N/mm}^2$

Dai risultati, dati per due campioni, si trae:

Fondazioni Deposito Solventi: $R_m = 29.05 \text{ N/mm}^2$, $R_1 = 28.9 \text{ N/mm}^2$

Strutt. Elevaz. Depos. Solventi: $R_m = 36.05 \text{ N/mm}^2$, $R_1 = 35.7 \text{ N/mm}^2$

Certificato N.1733 del 15.05.96

emesso dal Laboratorio Autorizzato Geoconsult, Via Campobello, 28/c Pomezia. Prove a Trazione su barre ad aderenza migliorata. Le resistenze di progetto dovevano corrispondere a quelle richieste per l'acciaio FeB44k. Le

P. F. Holerbo

caratteristiche meccaniche esposte dal certificato sono conformi a quanto previsto dalla Norme. Mediamente risulta:

$f_{ymed} = 579.47 \text{ N/mm}^2$, $f_t = 681.72 \text{ N/mm}^2$ Allung. $A_5 = 27.33 \text{ N/mm}^2$.

C.4.0. Revisione a campione dei calcoli di Stabilita'.

E' stata effettuata una revisione a campione dei calcoli di stabilita', con particolare attenzione alle seguenti voci:

(a)-analisi dei pesi e dei carichi; (b)-verifica congruenza calcolazioni; (c)-confronto livelli di sforzo calcolati con quelli ammissibili dei materiali.

Padiglione di Ingresso. Le struttura in elevazione e' stata pensata ai fini strutturali come un edificio intelaiato in

C.A., escludendo l'apporto delle murature. La struttura e' stata progettata per un carico di 500(perm.)+100(accidentale

di neve) kg/mq. Le resistenze di progetto erano: per le fondazioni $R_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$, per le strutture in elevazione

$R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$. Gli elaborati di calcolo sono cosi' organizzati:

-Relazione illustrativa con: Descrizione dell'opera.

Caratteristiche, qualita' e dosatura dei materiali. Norme applicabili. Analisi carichi. Esame terreno fondazione.

-Analisi sismica: Analisi strutturale sotto le forze staticamente equivalenti all'azione sismica. E' stato

assunto Grado di sismicita' $s=9$. Coefficiente di intensita' sismica $C=0.07$. Periodo fondamentale

$T_0 = 0.182 < 0.8 \text{ sec}$. Coefficiente di risposta $R=1$. Coefficiente di fondazione $\epsilon=1$; Coefficiente di Struttura $\beta=1$. La



Pf. Malerba

Dott. Ing.

Pier Giorgio Malerba

Albo Profess. di Novara

Pos. 602/74

struttura e' suddivisa in cinque telai trasversali ed in quattro telai longitudinali. Dall'analisi si ricavano le azioni agenti a livello dei piani.

-Analisi dei telai: I nove telai vengono analizzati singolarmente sotto l'azione dei carichi precedentemente individuati. Si ottengono spostamenti, caratteristiche di sollecitazione (N,T,M), inviluppi max-min sollecitazioni, si verificano le membrature in C.A. sotto le sollecitazioni massime.

-Verifica Pilastri Snelli. I pilastri sono verificati sotto l'azione delle sollecitazioni (N,M) utilizzando il metodo N. Il pilastro piu' alto ha snellezza 100. Si verificano anche i setti murari in C.A.

-Analisi travi rovesce di fondazione. Le travi di fondazione principali (quelle longitudinali) sono state considerate come travi rovesce isolate, trascurando possibili collaborazioni dovute alle travi trasversali. Le travi vengono analizzate come travi su suolo elastico (costante di Winkler $k=10\text{N/cm}^3$). Sulla base delle sollecitazioni ottenute si verificano le principali sezioni in C.A.

Deposito Solventi. Il corpo dell'edificio e' stato considerato composto da tredici setti in C.A. tra loro indipendenti. La copertura e' stata progettata per un carico di $400(\text{permanente})+100(\text{accidentale neve})\text{kg/mq}$. Le resistenze di progetto erano: per le fondazioni $R_{ck}=25\text{N/mm}^2$, per le

P. F. Holerbe

strutture in elevazione $R_{ck}=30\text{N/mm}^2$. Le capriate ed i componenti metallici a sostegno del tetto sono in acciaio FeB360B e con tensione di snervamento $f_y \geq 2400\text{kg/cm}^2$. Gli elaborati di calcolo sono organizzati come i precedenti. Vi e' in piu' il calcolo delle capriate metalliche.

Scalinata Sottopasso e Muro di cinta. Vengono verificati i muri di sostegno a lato della scalinata di accesso al sottopasso. La spinta del terreno e' calcolata con i seguenti parametri: angolo attrito $\alpha=30^\circ$; peso specifico $\Gamma=18\text{kN/mc}$; coefficiente di coesione $c=0$; Coefficiente di sismicita' $C=0.07$. Il calcolo e' svolto con la Teoria di Coulomb per la sezione piu' bassa ($h=2<3\text{m}$); con Rheban-Poncelet (e Coulomb) per la verifica sismica della sezione piu' alta ($h=4.40>3\text{m}$). E' stato verificato ad azione sismica anche il muro di cinta, considerando come elementi resistenti i soli pilastri in C.A., poggianti su di un trave su suolo elastico. La revisione conferma l'esito positivo delle verifiche. Vi sono alcune imprecisioni, elencate nell'Allegato 3, che pero' non alterano la sostanza delle conclusioni.

D. CONCLUSIONI

Alla luce di quanto esposto in precedenza,
- esaminata la relazione di calcolo e revisionati a campione i calcoli di stabilita';
- esaminati i disegni di progetto;
- visti i risultati delle visite effettuate;

P.f. Kalerba

=visti i risultati delle prove sui materiali;
=visto il parere positivo della Commissione Tecnica della
Direzione Provinciale dei Servizi Tecnici di Udine;
=vista la relazione a strutture ultimate;
=ritenendo che, per quanto e' stato possibile constatare al
Collaudatore, l'esame effettuato su alcune parti della
struttura sia estendibile a tutte le parti della struttura
da collaudare;
=risultando per il resto dalle ispezioni visive non esservi
vizi palesi ed evidenti di costruzione;

DICHIARA

come Collaudatore e sotto la propria responsabilita' che le
strutture per i lavori "Ex Cotonificio Udinese.
Ristrutturazione degli immobili esistenti. Sistemazione area
esterna - 2° lotto"

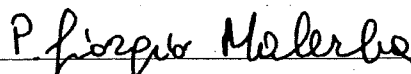
SONO COLLAUDABILI

ed idonee a sostenere i carichi previsti per l'esercizio ed
in effetti col presente atto collauda le strutture citate.

Domodossola, 6 MAR. 1997

IL COLLAUDATORE

Prof. Ing. Pier Giorgio Malerba



Dott. Ing.

Pier Giorgio Malerba

Albo Profess. di Novara

Pos. 602/74

- visti i risultati delle prove sui materiali;
- visto il parere positivo della Commissione Tecnica della
Direzione Provinciale dei Servizi Tecnici di Udine;
- vista la relazione a strutture ultimate;
- ritenendo che, per quanto e' stato possibile constatare al
Collaudatore, l'esame effettuato su alcune parti della
struttura sia estendibile a tutte le parti della struttura
da collaudare;
- risultando per il resto dalle ispezioni visive non esservi
vizi palesi ed evidenti di costruzione;

DICHIARA

come Collaudatore e sotto la propria responsabilita' che le
strutture per i lavori "Ex Cottonificio Udinese.
Ristrutturazione degli immobili esistenti. Sistemazione area
esterna - 2° lotto"

SONO COLLAUDABILI

ed idonee a sostenere i carichi previsti per l'esercizio ed
in effetti col presente atto collauda le strutture citate.

Domodossola, 6 MAR. 1997

IL COLLAUDATORE

Prof. Ing. Pier Giorgio Malerba

Pier Giorgio Malerba

Dott. Ing.

Pier Giorgio Malerba

Albo Profess. di Novara

Pos. 602/74

-visti i risultati delle prove sui materiali,

-visto il parere positivo della Commissione Tecnica della
Direzione Provinciale dei Servizi Tecnici di Udine;

-vista la relazione a strutture ultimate;

-ritenendo che, per quanto e' stato possibile constatare al
Collaudatore, l'esame effettuato su alcune parti della
struttura sia estendibile a tutte le parti della struttura
da collaudare;

-risultando per il resto dalle ispezioni visive non osservati
vizi palesi ed evidenti di costruzione;

DICHIARA

come Collaudatore e sotto la propria responsabilita' che le
strutture per i lavori "Ex Cotonificio Udinese,
Ristrutturazione degli immobili esistenti. Sistemazione area
esterna - 2° lotto"

SONO COLLAUDABILI

ed idonee a sostenere i carichi previsti per l'esercizio ed
in effetti col presente atto collauda le strutture citate.

Domodossola, 6 MAR. 1997

IL COLLAUDATORE

Prof. Ing. Pier Giorgio Malarba

P. Giorgio Malarba

Dott. Ing.

Pier Giorgio Malarba

Albo Professionisti di Udine

Prov. 602/74