

IDRO.GEO.INGEGNERIA S.R.L.

Ingegneria delle Costruzioni, dell'Ambiente e del Territorio

COMUNE DI FOSDINOVO

PROVINCIA DI MASSA-CARRARA

Titolo:

Progetto di recupero dell'edificio denominato "Centro Polivalente" del Comune di Fosdinovo (MS) sito in località Fosso.

PROGETTO ESECUTIVO

Elaborato:

B1 - RELAZIONI STRUTTURALE

Il Committente:

COMUNE DI FOSDINOVO

Via Roma 4
c.f./P.IVA 00087610457

nella persona dell'arch. **Paolo Pavoni**
responsabile dell'Area 3
Lavori Pubblici e Paesaggio

Il Progettista:

Dott. Ing. S. Pasquali

I Collaboratori Progettisti:

Dott. Ing. iunior A. Blangero
Dott. Ing. S. Frassini

Redatto	Revisionato	Data	Approvato	Data
		DICEMBRE 2018		

SOMMARIO

- 1) PREMESSA
- 2) DESCRIZIONE DELL'ESISTENTE
 - 2.1 – EDIFICIO IN C.A.
 - 2.2 – RILIEVI GEOMETRICI-STRUTTURALI
- 3) DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI RICHIESTI
 - 3.1 – VALUTAZIONE DI INTERVENTI SU STRUTTURA ESISTENTE
 - 3.2 – VERIFICA DELLA STRUTTURA ESISTENTE IN C.A.
 - 3.2.1) analisi e verifica della struttura attuale
 - 3.2.2) interventi locali sull'edificio esistente
 - 3.2.3) analisi e verifica della struttura finale
 - 3.3 – NUOVI INTERVENTI IN PROGETTO
 - 3.4 – VERIFICA AGLI SL RELATIVAMENTE AGLI IMPIANTI
- 4) NORMATIVA DI RIFERIMENTO
- 5) PARAMETRI GENERALI AI FINI SISMICI
- 6) IPOTESI E MODALITA' DI CALCOLO
- 7) ANALISI DEI CARICHI
- 8) COMBINAZIONI DI CALCOLO

RELAZIONE STRUTTURALE

1) Premessa

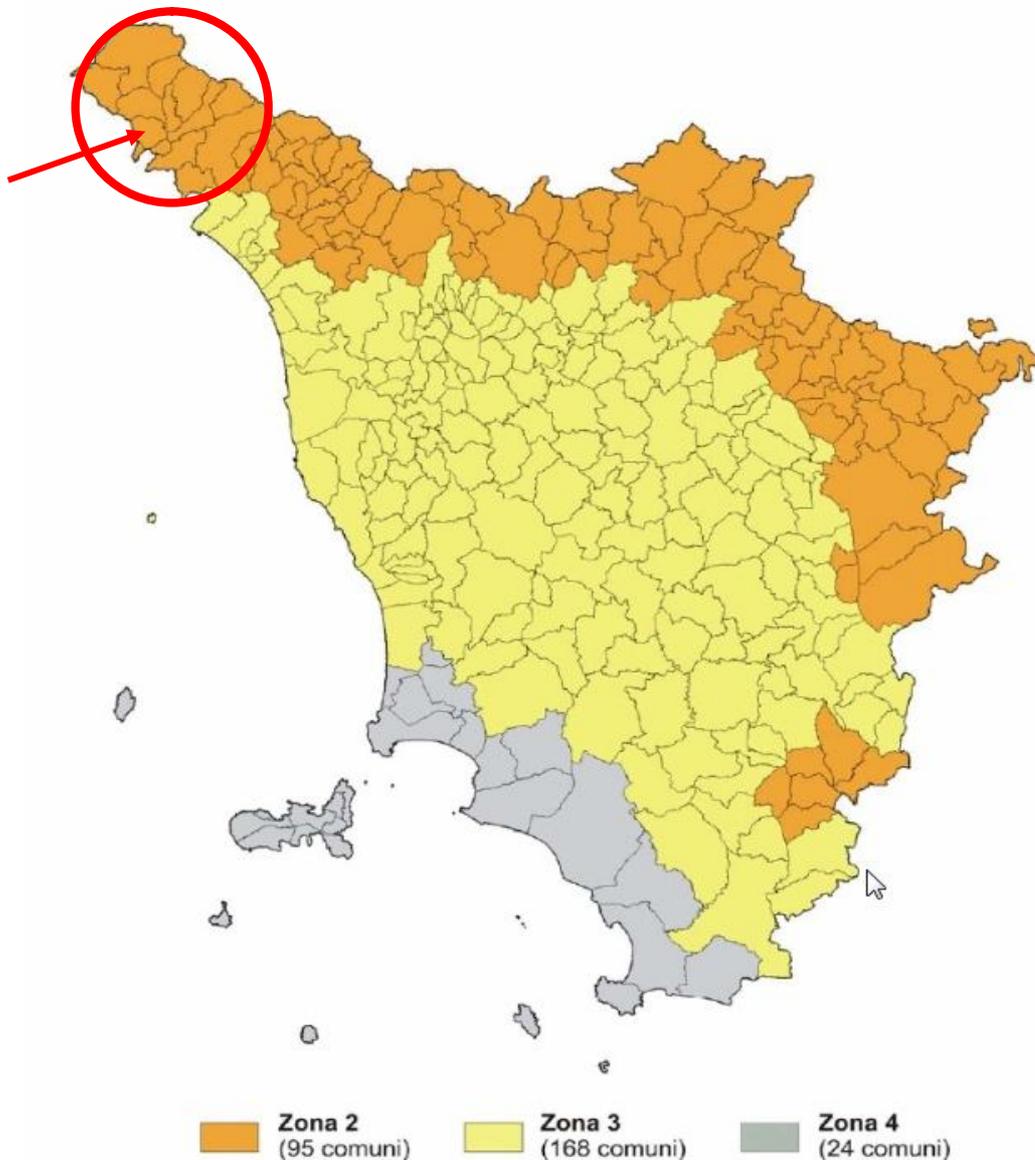
Ai sensi dell'O.P.C.M. n. 3519 del 28.04.2006, il sito di nuova classificazione sismica in cui ricade l'edificazione è compreso in zona di classe 2, con accelerazione di base $0,150 g \leq a_{g,max} \leq 0,175 g$ secondo la nuova cartografia del rischio sismico.



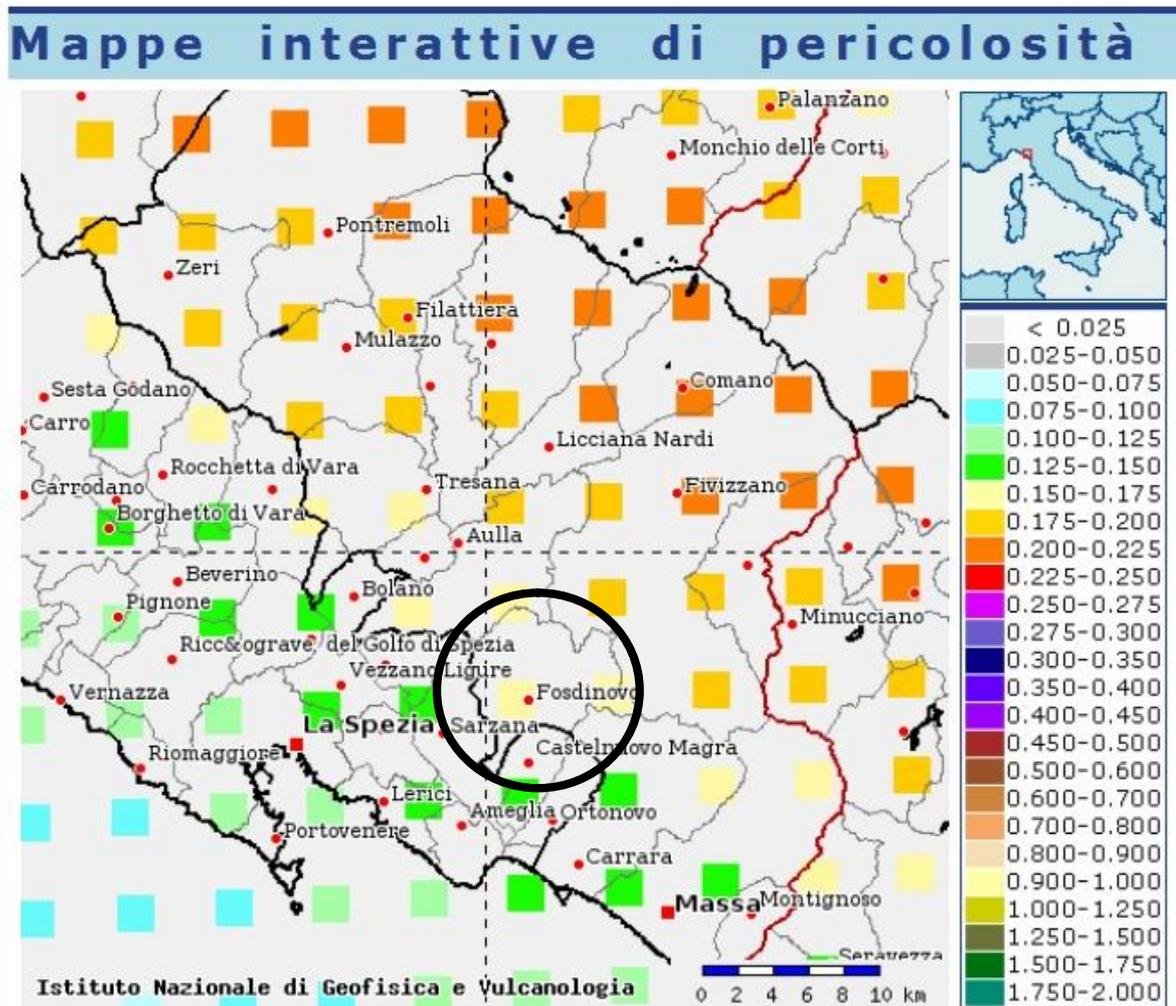
Direzione Generale Politiche Territoriali ed Ambientali e per la Mobilità
COORDINAMENTO REGIONALE PREVENZIONE SISMICA

ALLEGATO 2

**MAPPA DI AGGIORNAMENTO DELLA CLASSIFICAZIONE SISMICA DELLA
REGIONE TOSCANA – 2012**



L'edificio esistente è stato progettato e costruito tra il 1980 ed il 1981. L'edificazione risale, quindi, ad un'epoca in cui il Comune di Fosdinovo era già classificato come "sismico di 2° categoria".



2) Descrizione dell'esistente

2.1) Edificio in c.a.

Il fabbricato in oggetto è un edificio isolato inserito nel versante collinare ai piedi del borgo storico comunale di Fosdinovo (MS).

L'edificio si presenta in pianta con forma pressochè regolare di dimensioni massime di circa 23,00x13,85 m circa considerando anche una limitata appendice lungo il lato di valle, delle dimensioni di 9,45x3,30 m circa, che fa apparire immediatamente il manufatto come se fosse suddiviso in due corpi architettonici ben distinti.



Foto 1



Foto 2



Foto 3

- *Corpo ad uso "polivalente"*: è il corpo più a monte dell'intero fabbricato. Questa porzione di edificio si sviluppa su un unico livello di piano fuori terra, collocato alla medesima quota della piazza principale del Comune. Comprende un unico ambiente destinato a più utilizzi (palestra scolastica, rappresentazioni teatrali, sala riunioni, ecc..). La copertura è sagomata a capanna; le altezze interne al finito sono variabili dai 3,60 m di gronda fino ai 4,80 m circa del colmo.
- *Corpo ad uso "servizi igienici"*: è l'appendice della struttura più a valle dell'intero fabbricato. Questa porzione di edificio si sviluppa su due livelli di piano fuori terra, di cui uno seminterrato. Comprende i servizi igienici al livello sottostante, di altezza utile interna 2,52 m circa, ed un'area deposito al livello di piano principale. La copertura risulta essere un'unica falda, riprendendo l'andamento della copertura del corpo adiacente.

I due livelli, oltre ad avere accessi indipendenti, sono collegati da una scala interna (foto 4).



Foto 4

Ad oggi, le strutture portanti dell'edificio non hanno subito variazioni.

2.2) Rilievi geometrici-strutturali

In data 18 luglio 2018 sono stati effettuati i sopralluoghi presso il fabbricato in oggetto.

Durante la visita è stato eseguito un rilievo geometrico-strutturale con il quale è stato possibile verificare la buona corrispondenza geometrica tra la struttura in opera ed il progetto architettonico e strutturale depositato agli atti.

Nel corso dell'ispezione è stato possibile verificare anche il grado di manutenzione e conservazione delle strutture che in generale risulta essere buono; al contempo è stato possibile anche condurre un esame visivo che non ha evidenziato lesioni o rilevanti deterioramenti agli elementi della struttura.

- Fondazioni

Le strutture di fondazioni, non essendo ispezionabili, sono state desunte dal progetto strutturale.

In corrispondenza del locale seminterrato, e quindi della parete controterra in c.a., la struttura di fondazione risulta essere una platea di spessore di 30 cm.

Lungo il perimetro di valle del corpo "polivalente" le fondazioni sono costituite da travi e setti in c.a. di altezza pari a 3,20 m.



Rimozione intonaco in corrispondenza del muro contro terra esterno a sud

Lungo il perimetro di monte invece le fondazioni sono costituite da travi rovesce di dimensioni massime di 70x70 cm e da cordoli di irrigidimento interni al solaio di dimensioni 35x70 cm circa.

- Strutture in elevazione

Il piano seminterrato presenta una struttura in elevazione lungo tutto il perimetro realizzata da setti in c.a. dello spessore di 35 cm circa.



Rimozione intonaco parete esterna al piano seminterrato (prospetto sud)

La struttura portante del corpo principale è costituita da 6 portali in c.a., posizionati ad interasse regolare di circa 4,55 m, di larghezza media di circa 10,60 m e collegati longitudinalmente tra loro da travi di bordo (travi di gronda).

I pilastri dei telai principali risultano essere di sezione rettangolare a sezione variabile di dimensioni 35x40 cm al piede fino a 35x70 cm al nodo con le travi di copertura (foto 5-6). I pilastri del corpo più piccolo hanno invece dimensioni quadrate di lato 35 cm circa.

Le travi principali dei portali hanno sezione rettangolare costante di 35x70 cm (foto 5-6).

Sia le travi che i pilastri sono caratterizzati da una scanalatura architettonica di circa 7x7 cm posizionata nell'intradosso degli elementi principali.



Foto 5



Foto 6

Le travi di collegamento secondarie hanno sezione rettangolare di larghezza variabile e di altezza costante di 19 cm pari allo spessore del solaio (foto 7).



Foto 7

– Impalcati di piano

Facendo riferimento al progetto strutturale agli atti, e dai rilievi effettuati, si è constatato che il solaio del primo livello è costituito da elementi in laterizio armato tipo SAP di spessore rispettivamente 20+3 cm, mentre il solai odi copertura è costituito da elementi in laterizio armato tipo SAP di spessore rispettivamente 16+3 cm (foto 8-9).

Non è stato possibile però determinare la presenza di armatura nello spessore della soletta del solaio.



Foto 8



Foto 9

– Scala interna

La scala interna di collegamento tra i due livelli risulta essere una soletta in c.a. di spessore circa 15 cm.



Rimozione intonaco e copri ferro in corrispondenza della soletta della scala

3) Descrizione degli interventi richiesti

Gli interventi da realizzarsi in progetto sono mirati a soddisfare le richieste della Committenza, riassumibili in:

1. separazione del piano seminterrato dal piano terra tramite la chiusura del varco scala esistente;

2. ristrutturazione del piano seminterrato che verrà adibito a “servizi igienici pubblici”;
3. ristrutturazione del piano terra che verrà adibito in “locale polivalente”;
4. sistemazione delle aree esterne perimetrali.

3.1) Valutazione di interventi su struttura esistente

A seguito delle attività di prevenzione e riduzione del rischio sismico richieste dalla **legge regionale n. 58/2009** (articolo 3, lettera c), che prevede “...*indagini e studi di valutazione sulla vulnerabilità sismica dei centri urbani ed, in particolare, sugli edifici strategici e rilevanti...*”, è stata eseguita una verifica sismica sull’edificio esistente.

In ragione di ciò, il procedimento progettuale seguito può riassumersi nelle seguenti tre distinte fasi:

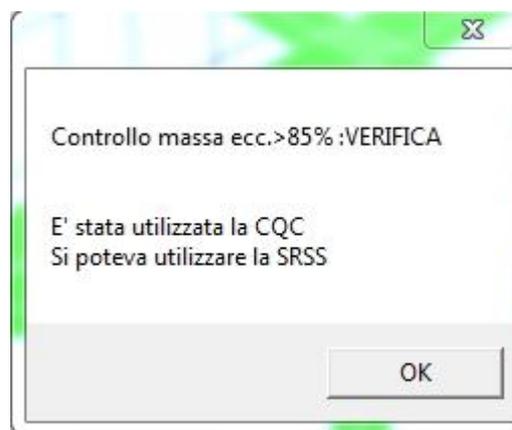
- analisi e verifica della struttura attuale;
- interventi da realizzare;
- analisi e verifica della struttura finale.

3.2) Verifica della struttura esistente in c.a.

3.2.1) analisi e verifica della struttura attuale

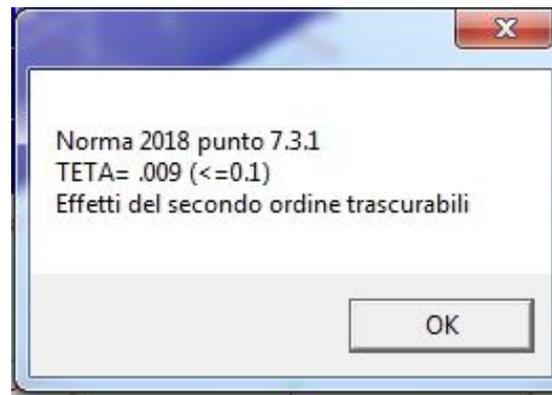
Analisi di calcolo utilizzata

L’analisi dinamica lineare (o modale) consiste, nella sua forma più semplice, nel calcolare la struttura prendendo in esame diversi modi di vibrare; di tutti i vari modi possibili. La Normativa attuale ci permette di trascurare quelli che eccitano il complessivo delle massa inferiori al 5% e di considerare invece solamente i modi di vibrare che eccitano come minimo l’ 85% delle masse complessive.

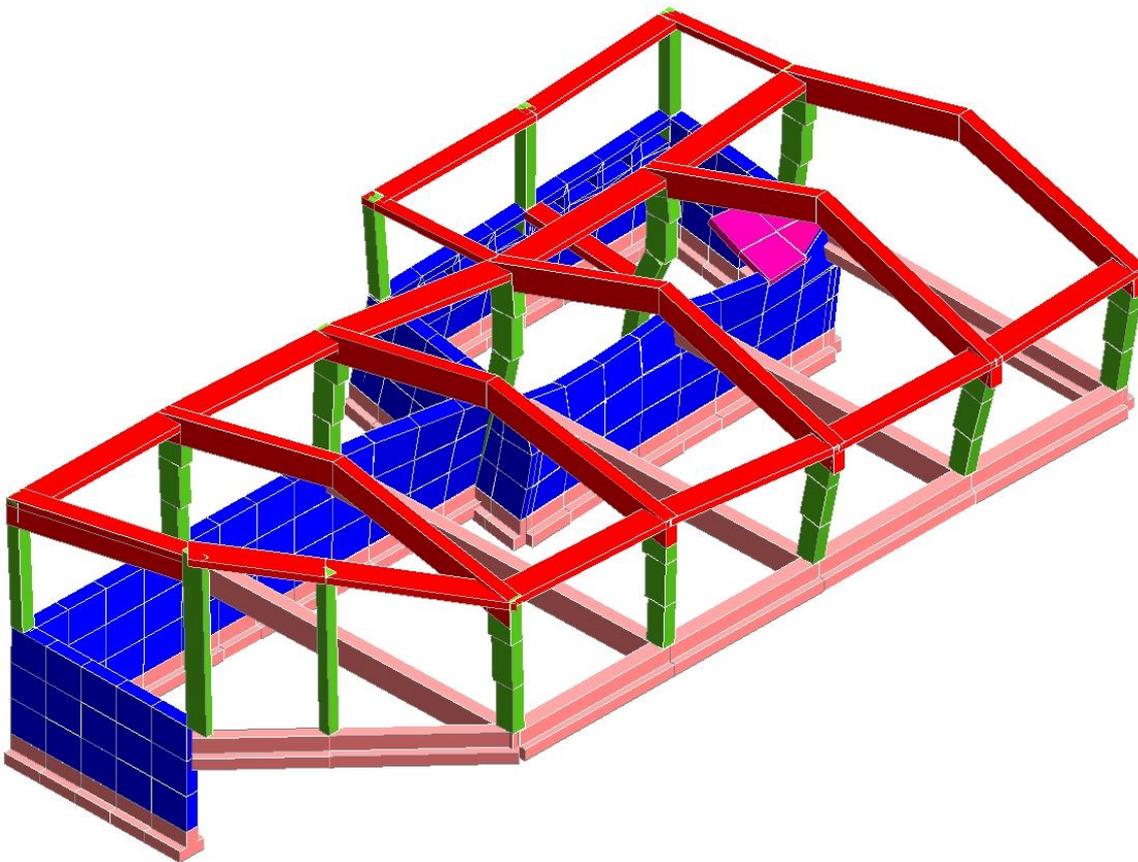


Ma i modi di vibrare utili non sono per tutte le direzioni gli stessi, per cui dobbiamo calcolare, per ogni modo considerato, la percentuale di partecipazione della massa in funzione del vettore di trascinamento indicativo della direzione di entrata del sisma.

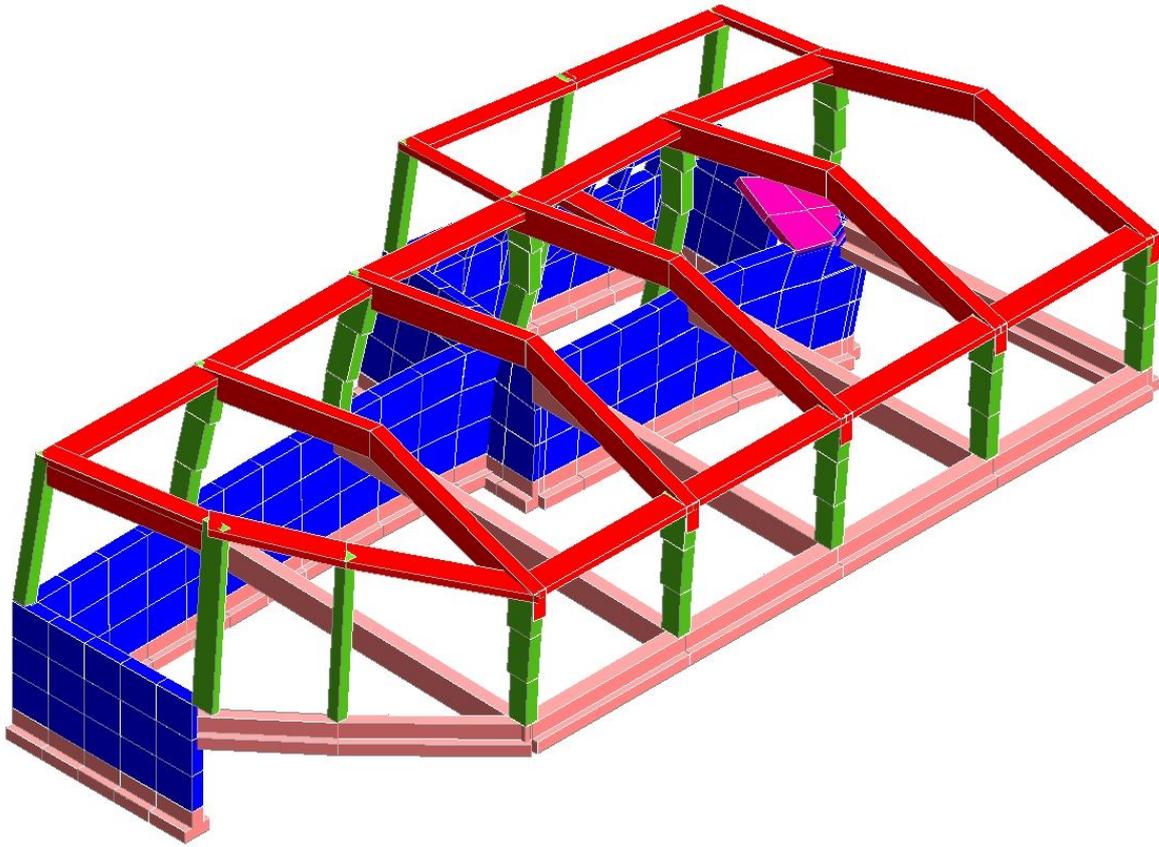
Alla fine, per ciascuna porzione della struttura considerata, otterremo delle deformate diverse a seconda del modo di vibrare considerato.



La struttura esistente risulta essere regolare e poco deformabile torsionalmente; infatti ciò ci porta ad avere il primo ed il secondo modo di vibrare principale lungo i due canonici assi principali (immagine sottostante).

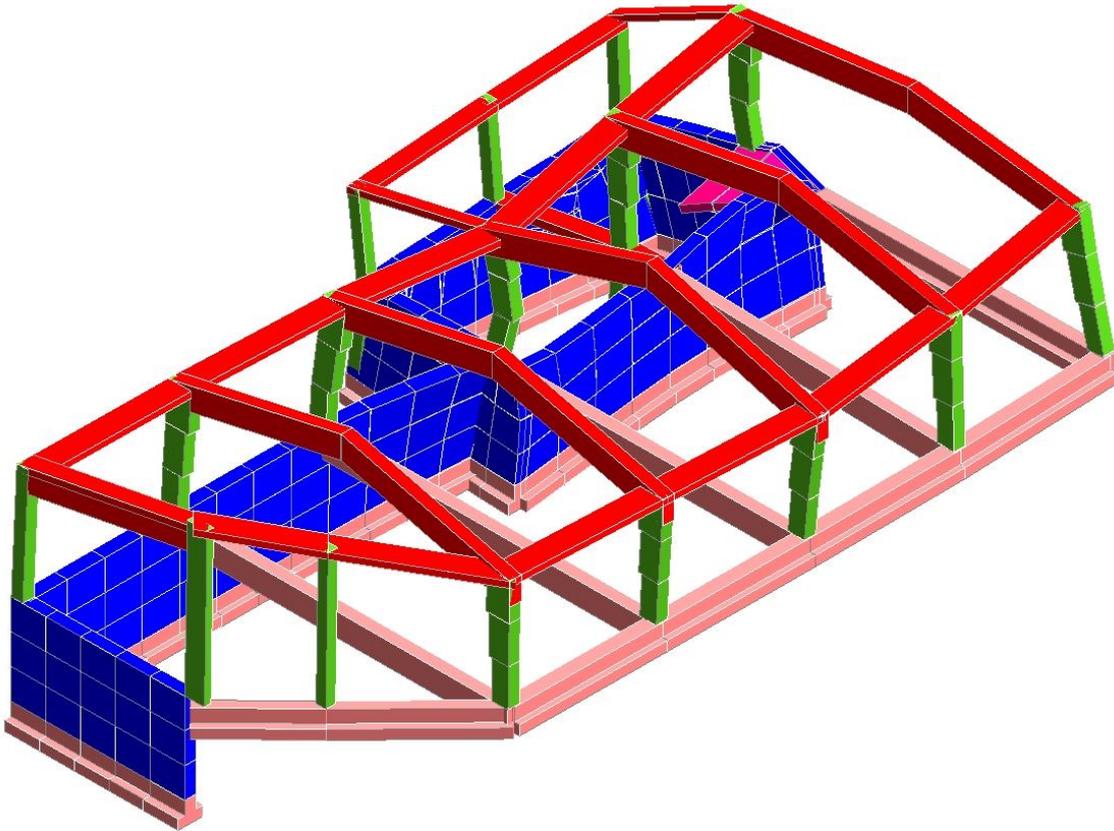


1° modo di vibrare: lungo l'asse Y



2° modo di vibrare: lungo l'asse X

Il terzo modo di vibrare un modo di tipo torsionale.



3° modo di vibrare: torsionale

Dati struttura

Livello di Conoscenza: ADEGUATA;

Fattore di confidenza: 1,20;

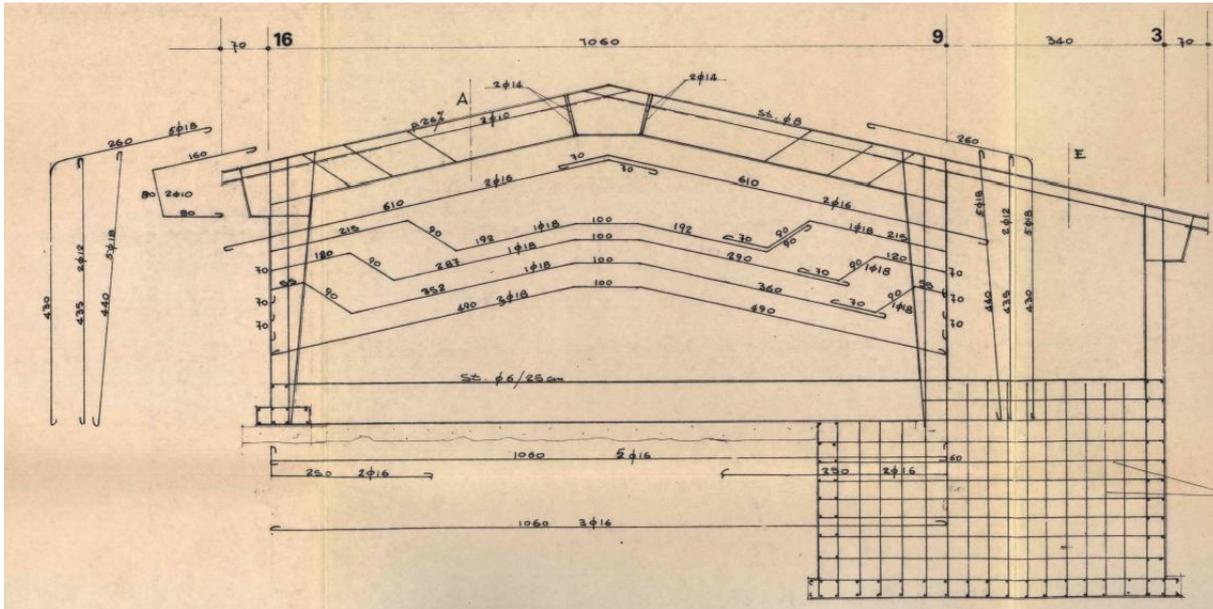
Tipologia calcestruzzo: $R_{ck} \geq 300 \text{ kg/cm}^2$;

Tipologia acciaio per cls: FeB32K;

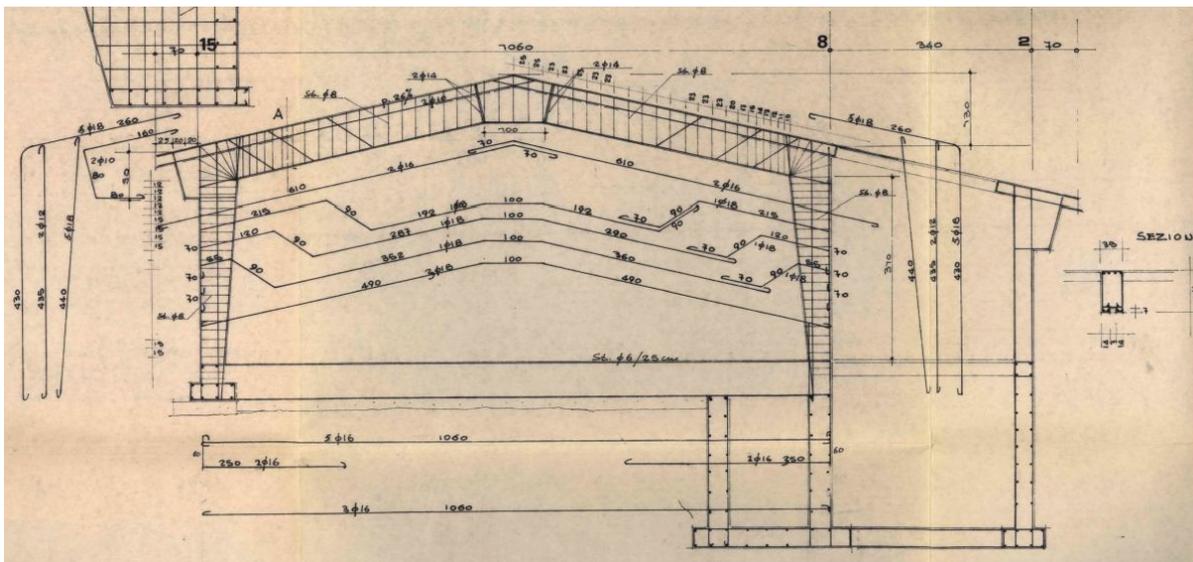
Le caratteristiche di resistenza dei materiali sono quelle derivanti dal progetto originario . Nel maggio del 2004 sono state condotte da parte della Regione Toscana – Settore Servizio Sismico Regionale anche delle indagini sulla qualità delle strutture in c.a. del fabbricato in oggetto di intervento (prot. 3166 del 25-05-2004) che mediamente confermano i valori sopra riportati. I risultati delle indagini sono allegate a fine relazione.

Analisi sismica utilizzata: DINAMICA LINEARE.

Le armature inserite nella modellazione sono quelle derivanti dal progetto originario Autorizzazione a Costruire n. 860 del 09-04-1980, a firma dell'arch. Alessandro Giorgi, di cui a seguire sono riportate alcune immagini.



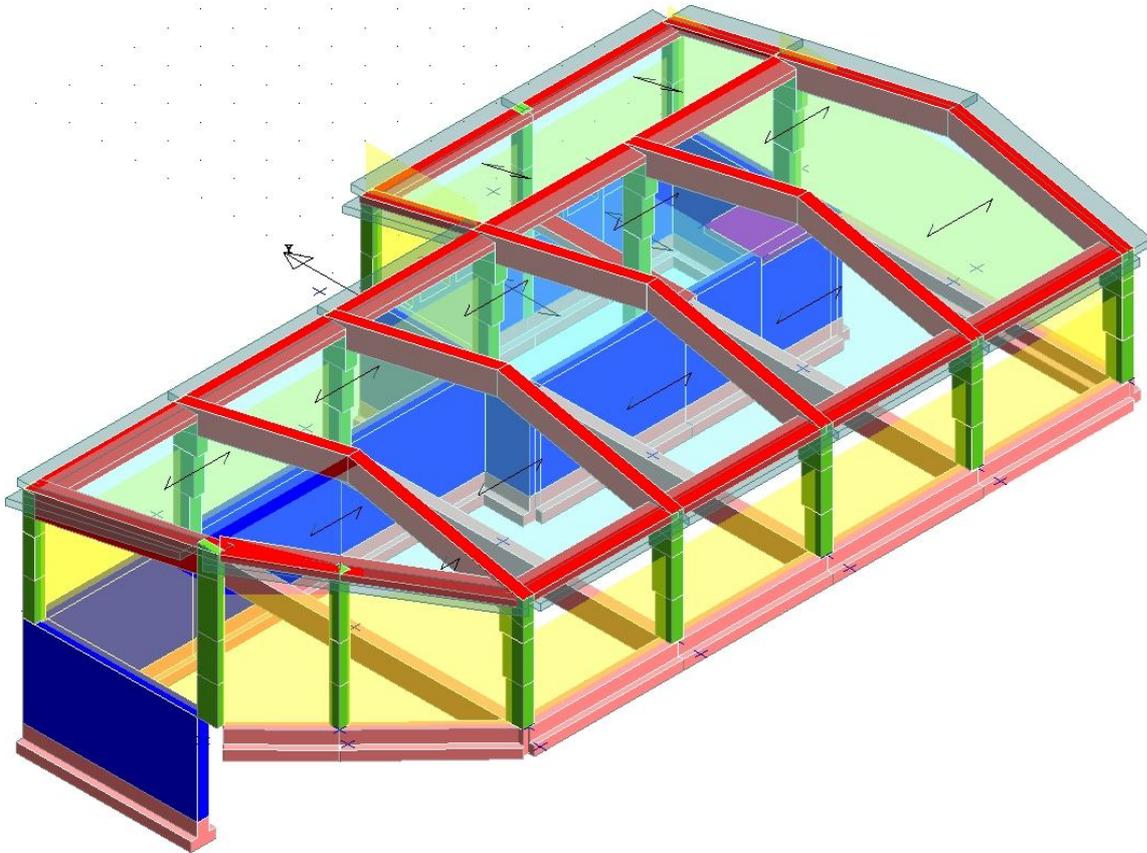
telaio tipo: 16-9-3



telaio tipo con indicazioni staffature: 15-8-2

N.B.: le scansioni di tutto il progetto esecutivo sono allegate a fine relazione.

Modellazione



Nella struttura modellata le gronde sporgenti sono state considerate, a favore di sicurezza, come un carico semplicemente portato riducendo la sezione resistente delle medesime.

Dall'analisi dei tabulati di stampa si evince che la struttura in oggetto, nel suo stato attuale, risulta essere globalmente adeguata a sopportare le forze sismiche di progetto agenti su di essa.

Per semplicità di lettura dei risultati si riportano i vari colormap di verifica.

Si riporta qui di seguito (immagine 1) lo schema riassuntivo delle aste (travi e/o pilastri) non verificate a presso-flessione.

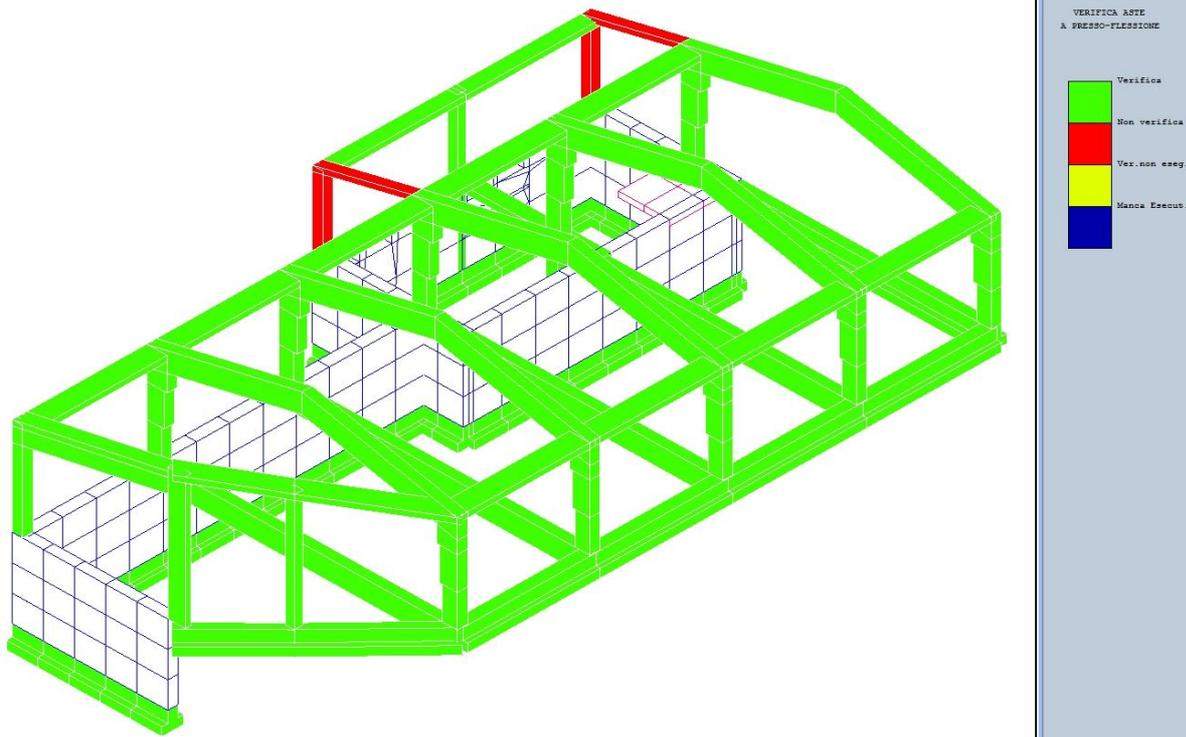


immagine 1

Si riporta qui di seguito (immagine 2) lo schema riassuntivo delle aste (travi e/o pilastri) non verificate a taglio.

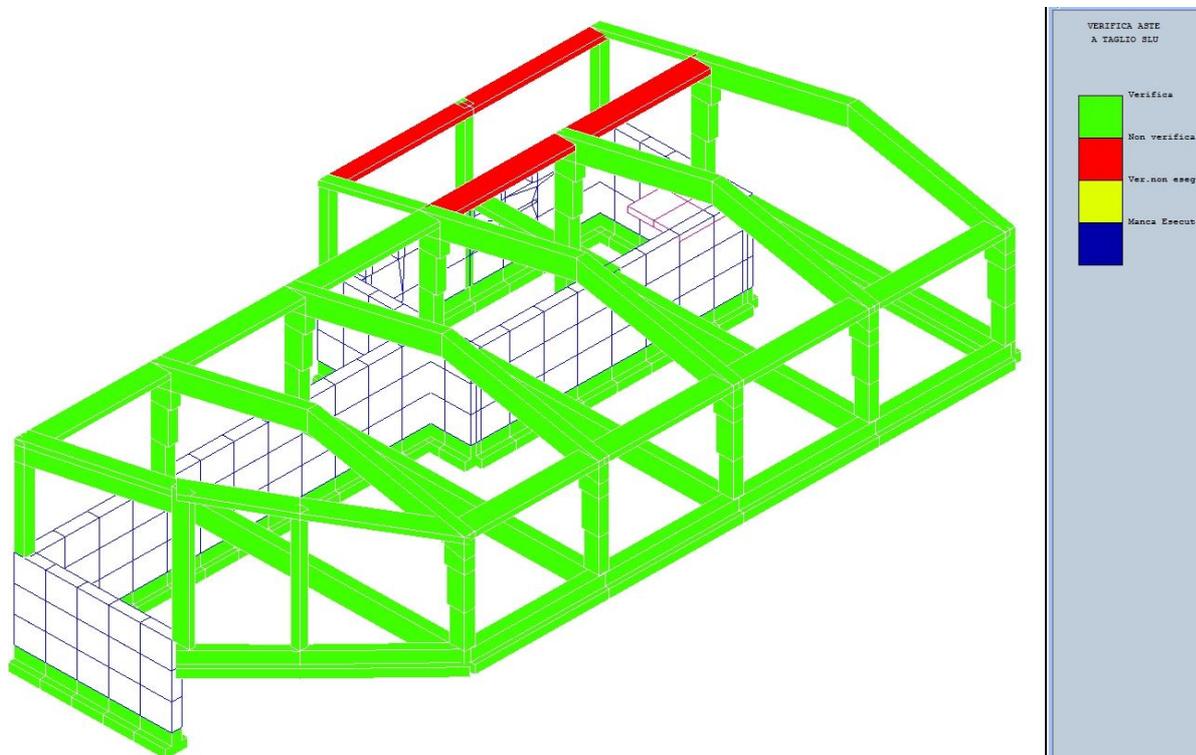


immagine 2

Visto il limitato numero di elementi non verificati, tutti posizionati sull'impalcato di copertura dell'appendice del fabbricato, considerando che non è stata presa in esame la vera sezione resistente delle gronde e verificato anche il coefficiente di sicurezza tra le azioni resistenti e le azioni sollecitanti (che in alcuni elementi arriva 0,89) si ritiene sufficiente eseguire degli **interventi locali** di rinforzo, come indicato dal successivo punto 2).

Gli interventi di questo tipo riguardano infatti singole parti e/o elementi della struttura. Essi non debbono cambiare significativamente il comportamento globale della costruzione e sono volti a conseguire una o più delle seguenti finalità:

- 1) – ripristinare, rispetto alla configurazione precedente al danno, le caratteristiche iniziali di elementi o parti danneggiate;
- 2) – migliorare le caratteristiche di resistenza e/o di duttilità di elementi o parti, anche non danneggiati;
- 3) – impedire meccanismi di collasso locale;
- 4) – modificare un elemento o una porzione limitata della struttura.

Il progetto e la valutazione della sicurezza potranno essere riferiti alle sole parti e/o elementi interessati, documentando le carenze strutturali riscontrate e dimostrando che, rispetto alla configurazione precedente al danno, al degrado o alla variante, non vengano prodotte sostanziali modifiche al comportamento delle altre parti e della struttura nel suo insieme e che gli interventi non comportino una riduzione dei livelli di sicurezza preesistenti.

I tabulati completi di stampa della struttura nello stato attuale saranno allegati alla *B3 - Fascicolo dei calcoli esecutivi*.

3.2.2) interventi locali sull'edificio esistente

Nel dettaglio si prevede di rinforzare le travi in c.a. esistenti con dei nuovi profilati in acciaio tipo HEA180. L'estradosso delle travi in acciaio sarà ammorsato all'intradosso delle travi in c.a. tramite l'utilizzo di appositi perni $\Phi 14$, posizionati ad interasse regolare di 15 cm circa, inseriti in fori realizzati nelle travi esistenti e successivamente saturati con malta antiritiro.

Le estremità dei profilati in acciaio saranno vincolate per mezzo di "inghisaggi" con barre $\Phi 16$ ai pilastri esistenti in modo da solidarizzare le travi di rinforzo con la struttura esistente.

Nelle immagini successive (n. 3-4) sono schematicamente riportati i vari interventi

sopra descritti:



immagine 3: vista globale



immagine 4: particolare profilati acciaio

Tutte le opere strutturali descritte sono meglio rappresentate nelle tavole del progetto esecutivo allegate.

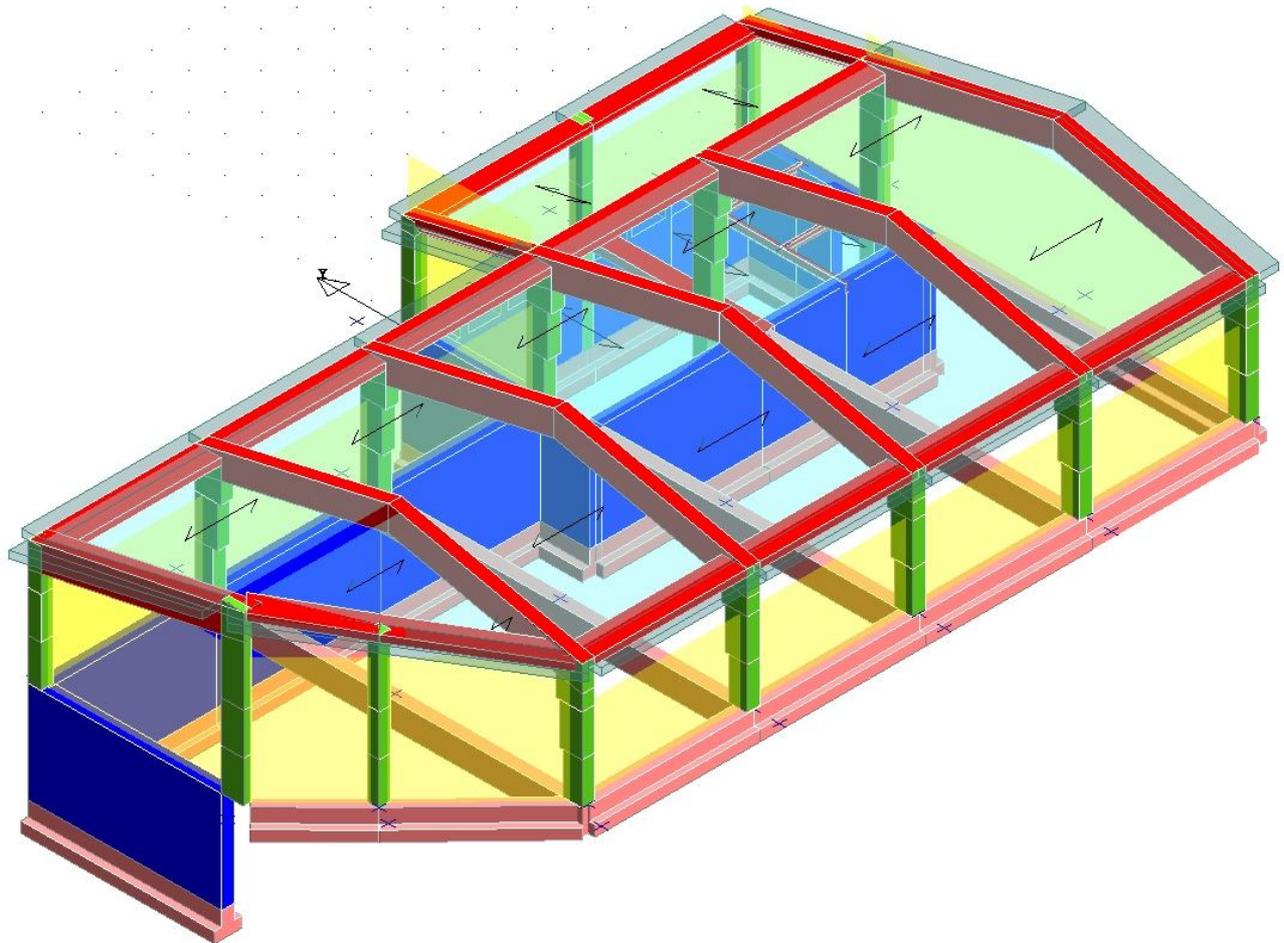
3.2.3) Analisi e verifica della struttura finale

Il fine ultimo degli interventi descritti al punto 3.1.2 è quello di verificare, la struttura risultante, nei confronti delle azioni statiche e sismiche.

Per valutare ciò è stato studiato un ulteriore modello, opportunamente modificato per valutare, rispetto al modello precedente, l'efficacia delle opere proposte precedentemente descritte.

Modellazione

La modellazione dello stato di progetto recepisce il rinforzo delle travi esistenti derivanti dall'utilizzo di profilati in acciaio.



Gli interventi così previsti lasciano sostanzialmente inalterato l'aspetto e la funzionalità del locale.

Per semplicità di lettura dei risultati si riportano i rispettivi colormap di verifica.

Si riporta qui di seguito (immagine 5) lo schema riassuntivo delle aste (travi e/o pilastri) non verificate a presso-flessione.

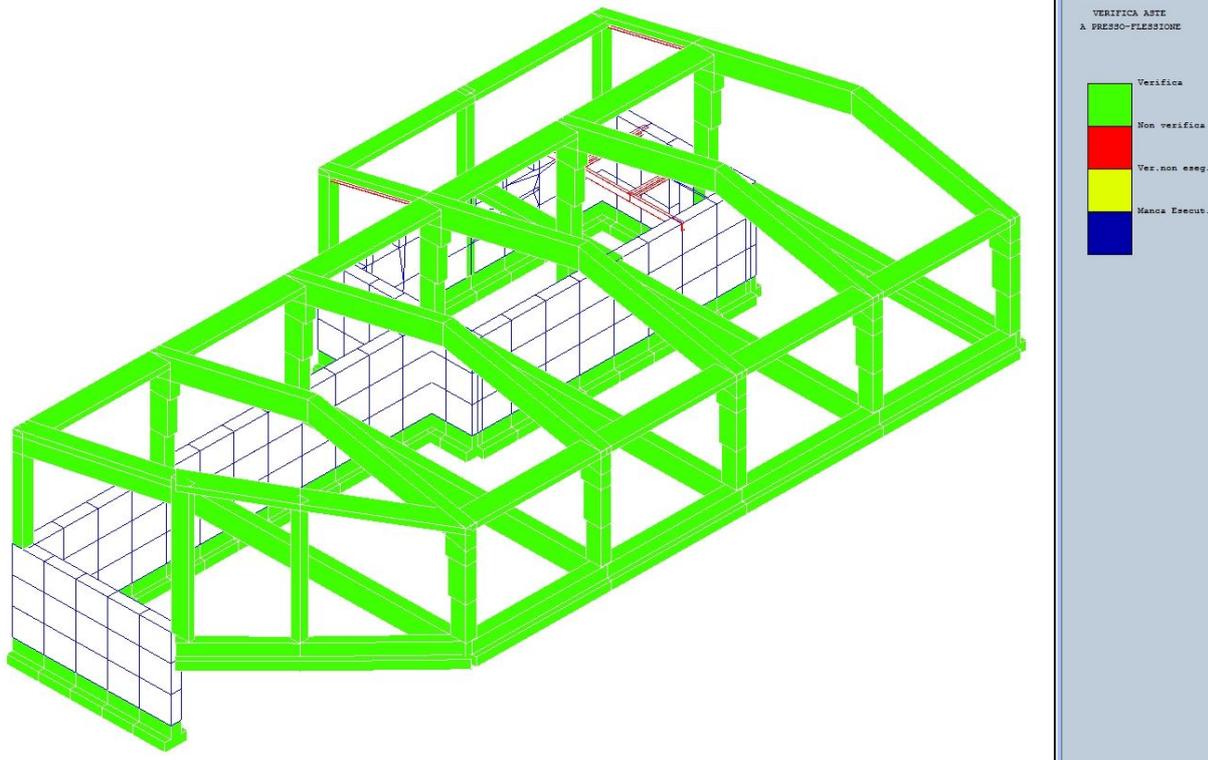


immagine 5

Si riporta qui di seguito (immagine 6) lo schema riassuntivo delle aste (travi e/o pilastri) non verificate a taglio.

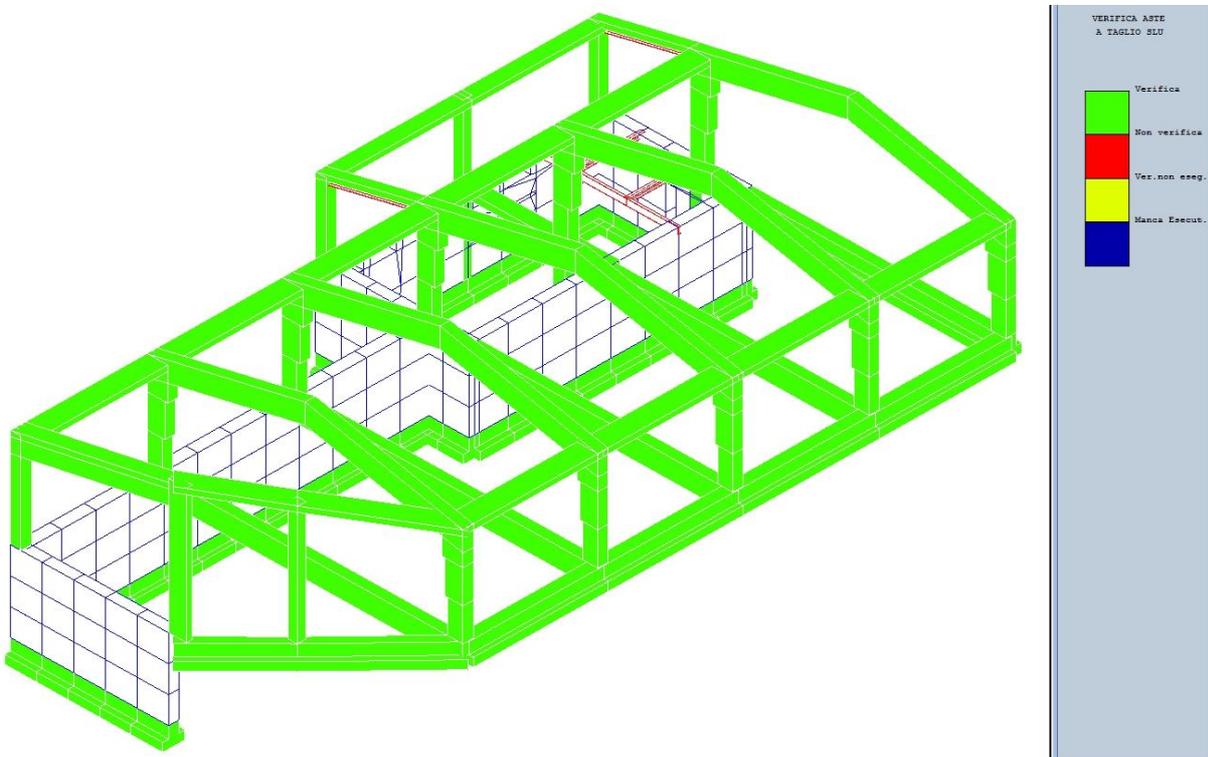


immagine 6

I tabulati completi di stampa della struttura nello stato finale saranno allegati alla B3 - Fascicolo dei calcoli esecutivi.

3.3) Nuovi interventi in progetto

Successivamente alle opere di rinforzo sarà realizzata, come già anticipato precedentemente al punto 3), un'ulteriore opera strutturale volta a migliorare l'utilizzo e la funzionalità del fabbricato così come richiesto dalla Committenza.

L'intervento strutturale previsto consiste essenzialmente nella demolizione della scala interna esistente e nella successiva ricostruzione di una porzione (2,20x3,25 m circa) del solaio di calpestio del piano terra.

Il nuovo solaio sarà realizzato mediante la posa di profili in acciaio tipo UPN220 posizionati lungo il perimetro del varco scala da chiudere ed ammortati per almeno 20 cm alla struttura esistente mediante perni $\Phi 16$ posizionati ogni 50 cm circa.

Internamente alle ali inferiori degli UPN220 saranno posizionate con interasse costanti di 110 cm circa dei profilati trasversali secondari tipo HEA140.

L'impalcato di solaio sarà completato mediante la posa, sulle ali inferiori delle travi d'acciaio HEA140, di tavelloni in laterizio, aventi spessore $s = 6$ cm, sui quali, a loro volta, sarà eseguita la caldana in calcestruzzo alleggerito (tipo Laterlite 1600) armato con rete e.s. $\Phi 6$ maglia 10x10 cm solidarizzata ai profili mediante cordoni di saldatura. Lo spessore complessivo della soletta sarà superiore a 5 cm dei quali almeno 2 cm sopra l'estradosso della trave metallica.

Si riporta qui di seguito (immagine 7) anche lo schema riassuntivo delle verifiche sulle nuove travi in acciaio.

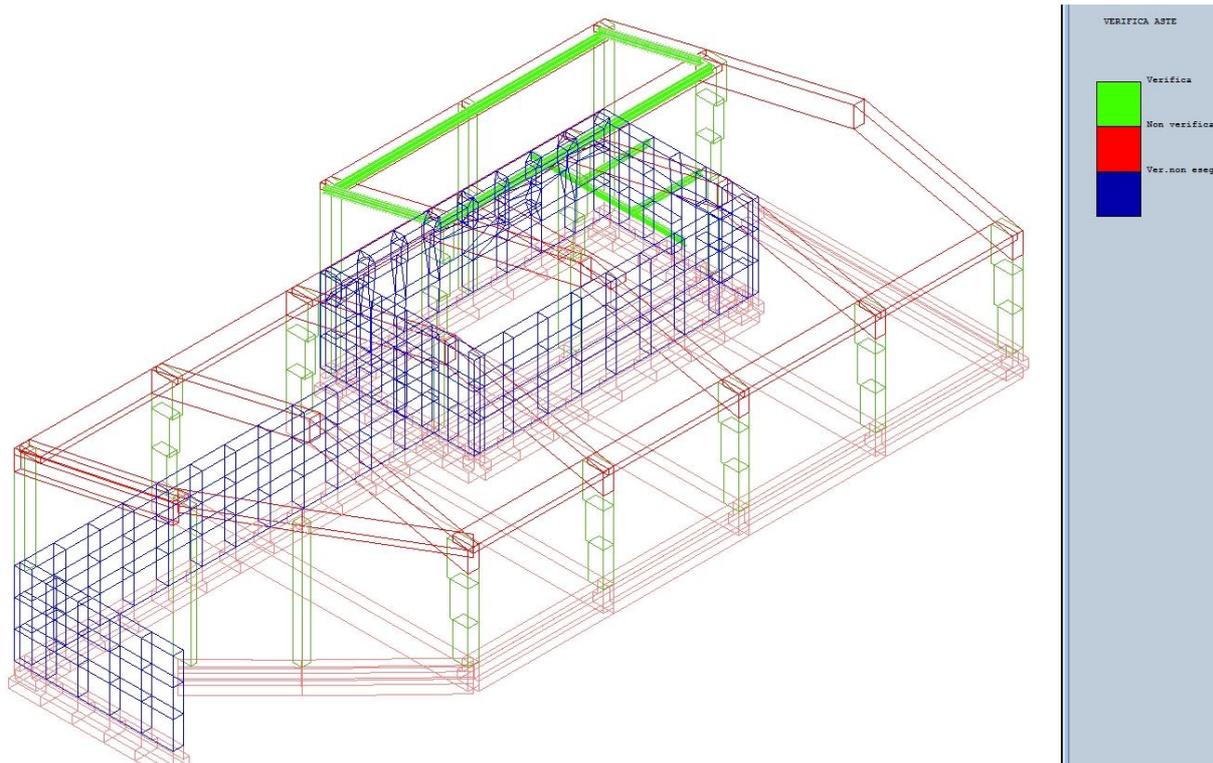


immagine 7: verifica profilati acciaio

Vista l'assenza di variazioni di destinazione d'uso, la tipologia costruttiva delle opere in progetto (che non comporterà incrementi dei carichi originari superiori al 10%); considerata, inoltre, l'assenza di interventi strutturali in grado di incidere sul comportamento globale dell'edificio, non modificando, in maniera sostanziale, l'assetto sismico-statico dell'impianto, non producendo variazioni di rigidezza, e/o non aumentando l'incremento delle masse sismiche, si può concludere che gli interventi proposti, **possono essere ascritti tra gli interventi LOCALI**, interventi cioè che interessino singoli elementi strutturali e che, comunque, non riducano le condizioni di sicurezza preesistenti.

I tabulati di verifica degli elementi in acciaio saranno inseriti nei tabulati di stampa della struttura nello stato finale saranno, allegati alla *B3 - Fascicolo dei calcoli esecutivi*.

3.4) verifica agli SL relativamente agli impianti

Il D.M. 17/01/2018 prevede, al punto 7.3.6.3, le verifiche di Funzionamento (FUN) e di Stabilità (STA) degli impianti per gli edifici di categoria III e IV.

In particolare, nel nostro caso, gli impianti interessati a tali verifiche sono essenzialmente:

- impianto elettrico;

- impianto di adduzione idrica;

Il fabbricato polivalente è privo di impianto di gas e l'attuale impianto di riscaldamento sarà sostituito con pompe di calore.

Quindi si prevede che per le:

- *Verifiche di Funzionamento*: Durante l'esecuzione dei lavori saranno realizzate delle asole nelle pareti interessate dagli impianti di adduzione di raggio 3 cm circa in eccedenza rispetto al tubo esistente dell'impianto; l'allargamento del foro sarà successivamente saturato con schiume polimeriche elastiche che consentono l'assorbimento degli spostamenti orizzontali sia longitudinali che trasversali all'asse delle tubazioni senza interruzione dei servizi.
- *Verifiche di Stabilità*: Per ciascuno degli impianti principali, compresi gli elementi strutturali che li sostengono e li collegano, saranno richiesti ai fornitori i rispettivi certificati di corretta installazione atti a dimostrare una capacità degli elementi impiantistici sufficiente a soddisfare gli spostamenti considerati.

4) Normativa di riferimento

Nelle verifiche si utilizza normativa sismica vigente di cui al D.M. 17/01/2018, considerando le sollecitazioni sismiche di tipo puntuale relative all'area di intervento.

Le nuove strutture portanti sono in acciaio e laterizio.

Con la presente relazione di calcolo ci si prefigge lo scopo di verificare l'ammissibilità dell'intervento secondo quanto previsto dalla normativa di riferimento:

- *O.P.C.M. 3274 del 20/03/2003* e s. m. ed i. "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica;
- Norme tecniche delle costruzioni relative ai criteri generali di sicurezza, ai principi per il progetto, l'esecuzione e il collaudo delle costruzioni, di cui al *D.M. 17.01.2018*;
- *Circolare 2 febbraio 2009, n. 617* – Istruzione per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

Per l'utilizzo delle fibre di carbonio si fa riferimento alla:

5) Parametri generali ai fini sismici*STRUTTURE ESISTENTI*

- vita nominale:	50 anni
- classe d'uso:	TERZA
- longitudine est:	10,01908 gradi
- latitudine nord:	44,13382 gradi
- categoria suolo:	E (*)
- coefficiente topografico:	1,40
- regolarità altezza:	SI
- regolarità pianta:	SI
- sistema costruttivo direzione 1:	C.A.
- sistema costruttivo direzione 2:	C.A.
- livello conoscenza:	LC2
- fattore di confidenza:	FC = 1,20

(*): *la categoria del suolo è stata desunta dalla Relazione Geologica, già in possesso dell'Amministrazione Comunale, eseguita nel 2017 relativamente all'adeguamento sismico della scuola elementare-media distante 30 m dall'edificio in oggetto di intervento.*

6) Ipotesi e modalità di calcolo

1. Tutti gli elementi trave/pilastrini in c.a. sono indicati come *elementi secondari* poiché non sono soggetti alla Gerarchia delle Resistenze.
2. Per le strutture, sia nuove che esistenti, la verifica SLU di tipo *strutturale (STR)* è stata effettuata utilizzando l'*Approccio 2 Combinazione unica: (A1+M1+R3)*.
3. La soletta in cls del solaio di copertura risulta essere < di 4 cm, per cui si è considerato il medesimo impalcato come "*non rigido*".
4. Per lo studio di edifici esistenti, nelle caratteristiche dei materiali si troverà la voce "Provini". Il valore da assegnare a questo parametro deve essere quello fornito dal laboratorio che ha effettuato le prove, provvederà poi il programma stesso a tenere conto degli effetti riduttivi (Fattore di Confidenza, ecc.) legati al livello di conoscenza raggiunto. In particolare si avrà *f_{cm}* (valore medio della resistenza a compressione del calcestruzzo

ottenuta da prove effettuate su campioni di materiale prelevati in situ) e *fsm* (valore della resistenza media di snervamento dell'acciaio ottenuta da prove a trazione effettuate su campioni di materiale prelevati in situ).

7) Analisi dei carichi

Per il calcestruzzo armato è stato adottato un peso specifico pari a: 2500 kg/m^3 .

Il carico variabile applicato varia a seconda della destinazione d'uso e fa riferimento alla tab. 3.1.I delle NTC 2018.

STRUTTURA ESISTENTE

Primo livello: solaio in laterocemento 20+3 cm

- peso proprio (20+3 cm).....	270 kg/mq
- intonaco	20 kg/mq
- incidenza tramezze	80 kg/mq
- sottofondo	40 kg/mq
- pavimento	60 kg/mq
- totale carichi permanenti.....	200 kg/mq
- carico accidentale (<i>cat C3</i>).....	500 kg/mq

Copertura: solaio in laterocemento 16+3 cm

- peso proprio.....	240 kg/mq
- intonaco	20 kg/mq
- sottofondo	50 kg/mq
- manto di copertura	70 kg/mq
- impermeabilizzazione	10 kg/mq
- totale carichi permanenti.....	150 kg/mq
- carico neve	130 kg/mq
- carico accidentale (<i>cat H1</i>).....	50 kg/mq

Rampe scala e spessore 15 cm

- peso proprio.....	375 kg/mq
- intonaco	20 kg/mq
- rivestimento gradini	80 kg/mq
- totale carichi permanenti.....	100 kg/mq

- carico accidentale 400 kg/mq

NUOVO SOLAIO

Primo livello: putrelle e tavelloni

- incidenza profilati acciaio	24.7 kg/m
- tavelloni	33 kg/mq
- alleggerito tipo Leca1600	250 kg/mq
- peso proprio (20+3 cm).....	283 kg/mq
- intonaco	20 kg/mq
- incidenza tramezze	80 kg/mq
- sottofondo	40 kg/mq
- pavimento	60 kg/mq
- totale carichi permanenti.....	200 kg/mq
- carico accidentale (<i>cat C3</i>).....	500 kg/mq

AZIONE SISMICA

L'azione sismica è calcolata seguendo le indicazioni del DM 17.01.2018.

Parametri della pericolosità Sismica:



In particolare per la classe d'uso III, assunta per la costruzione in oggetto, si ha che:

$$V_R=50 \cdot 1,5=75 \text{ anni}$$

Avendo calcolato la vita nominale, la classe d'uso e il periodo di riferimento ed essendo nota, oltretutto, la pericolosità di base del sito di costruzione, è possibile calcolare le azioni sismiche secondo quanto previsto al punto 3.2 del D.M. del 17/01/2018.

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti dovranno però essere eseguite con riferimento ai soli SLU.

8) Combinazioni di calcolo

Le combinazioni di calcolo considerate sono quelle previste dal D.M. 17.01.2018 per i vari stati limite e per le varie azioni e tipologie costruttive rilevate.

Nella fattispecie sono state valutate 34 combinazioni di carico.

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
1. PESO PROPRIO	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
2. SOVRACCARICO PERMAN.	1.50	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
3. Var.Amb.affol.	1.50	1.05	.60	.60	.60	.60	.60	.60	.60	.60	.60	.60	.60	.60	.60
4. Var.Neve h>1000	1.05	1.50	.20	.20	.20	.20	.20	.20	.20	.20	.20	.20	.20	.20	.20
5. Var.Coperture	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6. Corr. Tors. dir. 0	0.00	0.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00	-1.00	1.00	-1.00	1.00	-1.00
7. Corr. Tors. dir. 90	0.00	0.00	.30	.30	-.30	-.30	-.30	-.30	.30	.30	.30	.30	-.30	-.30	-.30
8. Sisma direz. qrd 0	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-1.00	-1.00	-1.00	-1.00	-1.00
9. Sisma direz. qrd 90	0.00	0.00	.30	.30	.30	.30	-.30	-.30	-.30	-.30	.30	.30	.30	.30	-.30
10. COEFF. SIGMA PROFILI	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
.60	.60	.60	.60	.60	.60	.60	.60	.60	.60	.60	.60	.60	.60	.60	.60	.60	.60	.60	.60
.20	.20	.20	.20	.20	.20	.20	.20	.20	.20	.20	.20	.20	.20	.20	.20	.20	.20	.20	.20
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.00	-1.00	1.00	.30	-.30	.30	-.30	.30	-.30	.30	-.30	-.30	.30	-.30	.30	-.30	.30	-.30	.30	-.30
-.30	.30	.30	1.00	1.00	-1.00	-1.00	-1.00	-1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-1.00	-1.00	-1.00	-1.00	1.00	1.00
-1.00	-1.00	-1.00	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	-.30	-.30	-.30	-.30	-.30	-.30	-.30	-.30
-.30	-.30	-.30	1.00	1.00	1.00	1.00	-1.00	-1.00	-1.00	-1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-1.00	-1.00	-1.00	-1.00
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Le combinazioni considerate tengono conto delle azioni derivanti dai pesi propri, dai carichi permanenti, dalle azioni variabili, dalle azioni eccezionali e dalle azioni sismiche combinate utilizzando i coefficienti parziali previsti dal DM2018.



REGIONE TOSCANA
Giunta Regionale

Direzione Generale Politiche
Territoriali e Ambientali
Settore - Servizio Sismico Regionale

Prot. n. 124/61909/02-11

Da citare nella risposta

25 MAR 2004

3166

Data : 14/05/04

Allegati: 3

Risposta al foglio del
numero

Oggetto: Delibera 797 del 29.07.2002 e successive integrazioni e modifiche - Decreto n.1744/17.03.03 - "Programma delle attività d'indagini su edifici pubblici in cemento armato in zona sismica - vulnerabilità e diagnostica"
Comune di Fosdinovo: SALA POLIVALENTE "IL FOSSO", SCUOLA MATERNA ED ELEMENTARE-MEDIA LOC. CANIPAROLA.
Risultati delle indagini sulla qualità delle strutture in c.a.

Al Sindaco del Comune di FOSDINOVO
e p.c. all' Responsabile dell'U.R.T.T. di MASSA

Con la presente si illustrano i risultati delle indagini diagnostiche effettuate sugli edifici in oggetto ed elaborati dal Ns. Ufficio sulla base dei diversi metodi interpretativi noti in letteratura ed esposti nella relazione in Allegato.

La relazione tecnica viene trasmessa al Soggetto proprietario dell'edificio in esame; questo Ufficio si rende disponibile a fornire copia della medesima relazione anche agli altri Soggetti in indirizzo, qualora questi ne facessero esplicita richiesta.

Il Laboratorio prove materiali "DELTA S.p.A." ha eseguito le prove in data 18/02/2004 in situ e in data 02/03/2004 in laboratorio.

I risultati ottenuti in questa campagna d'indagine evidenziano la presenza di un calcestruzzo di buona qualità per la Scuola Elementare-Media e la sala Polivalente e ottima per la Scuola Materna. Si ricorda che le interpretazioni fornite da quest'Ufficio devono essere considerate quale contributo alle necessarie ed indispensabili valutazioni che devono essere sviluppate dall'Ufficio Tecnico Comunale di Fosdinovo.

Si ricorda altresì che le indagini diagnostiche effettuate e i conseguenti risultati si riferiscono esclusivamente alla qualità del calcestruzzo, che costituisce soltanto uno dei parametri necessari per una valutazione globale della vulnerabilità sismica degli edifici in oggetto.

Come indicato nelle Istruzioni Tecniche allegate al programma d'indagine, l'ufficio scrivente, S.S.R., in seguito alla valutazione eseguita dai tecnici regionali sulla corretta esecuzione delle indagini, autorizza l'Amministrazione Comunale ad effettuare il pagamento delle prove al Laboratorio, secondo le modalità indicate nel Decreto Dirigenziale n° 1744 di cui alla Delibera G.R.T. n° 150/03.

Distinti saluti,

Il Dirigente
Dott. Arch. Maurizio Ferrini

(MF/at)

REGIONE TOSCANA
DIREZIONE GENERALE POLITICHE TERRITORIALI E AMBIENTALI
SETTORE – SERVIZIO SISMICO REGIONALE

COMUNE DI FOSDINOVO
SALA POLIVALENTE
“IL FOSSO”

PROVE E INDAGINI SULLA QUALITÀ DEL CALCESTRUZZO

Risultati delle Indagini

A cura di:

Arch. M. Ferrini - Arch. N. Signorini - Ing. F. Papini - Ing. F. Barni - Arch. V. Prestifilippo - Arch. G. Sabia - Arch. L. Tovazzi - Ing. A. Tonelli

MF/fp)

08/04/2004

Regione Toscana - Giunta Regionale
Direzione Generale Politiche Territoriali e Ambientali – Settore Servizio Sismico Regionale
<http://www.regione.toscana.it>
<http://www.rete.toscana.it>
<http://rete.toscana.it/sett/pta/sismica>

Tel.055/4389055 – Fax055/4389072
e-mail: sismica@regione.toscana.it
via Slataper 6 - 50134 Firenze

1. INDAGINI DIAGNOSTICHE EFFETTUATE

Le indagini eseguite sull'edificio in oggetto sono state eseguite in un'unica fase per conto del Comune di Fosdinovo in base al programma inviato dall'Ufficio scrivente.

Sulla base del sopralluogo effettuato dai tecnici di questo Ufficio sono stati effettuati i seguenti tipi di prove sugli elementi strutturali indicati in Tabella A:

- METODO *SONREB* (SCLEROMETRO E ULTRASUONI)
- CAROTAGGI

Le prove sull'edificio, sono state eseguite da:

- *LABORATORIO DELTA S.N.C. LUCCA, IN DATA 18/02/2004.*

Durante l'esecuzione delle prove, per la Regione Toscana, era presente l'Ing. F. Barni.

Il Laboratorio si è occupato della lettura delle battute sclerometriche, dei tempi d'attraversamento degli ultrasuoni con determinazione delle relative velocità, del prelievo e della successiva prova a compressione dei campioni.

Il Laboratorio ha trasmesso i risultati a questo ufficio in via formale in data 15/03/2004.

	<i>SALA POLIVALENTE</i>	
	<i>METODO SONREB</i>	<i>CAROTE</i>
<i>PIANO TERRA</i>	<i>7</i>	<i>2</i>
<i>SEMINTERRATO</i>	<i>1</i>	<i>0</i>
<i>TOTALE</i>	<i>8</i>	<i>2</i>

Tabella A – Prove effettuate sull'edificio "A".

2. LIMITI DELLE PROVE E DELL'INTERPRETAZIONE DELLE INDAGINI SUL CLS.

In riferimento a quanto riportato al punto 3.4.5.4 delle I.T., relativamente ai limiti delle prove e dell'interpretazione delle indagini sul calcestruzzo, si riportano di seguito le formulazioni presenti in letteratura tecnica per l'elaborazione dei dati forniti dal Laboratorio esecutore delle prove, al fine di giungere alla determinazione del valore di Resistenza del cls proprio dell'edificio indagato.

I dati forniti dal Laboratorio sono:

2.1 METODO DIRETTO: Il dato che si ottiene dalla rottura a compressione del provino è R_{car} .

Per l'elaborazione dei dati, si rimanda alla letteratura in merito all'argomento, sottolineando peraltro il significato dei termini utilizzati.

- 1) R_{car} = Resistenza di carota, ovvero resistenza misurata dalla rottura della carota.
Il valore viene fornito dalla prova a compressione effettuata dal Laboratorio sul campione prelevato dall'elemento strutturale.
- 2) R_{cil} = Resistenza cilindrica, ovvero di un provino cilindrico standard (rapporto di snellezza $H/D=2$).
Si ottiene tramite coefficienti correttivi che consentono di depurare il valore di resistenza R_{car} da fattori perturbativi (eventuale disturbo causato dalle operazioni di prelievo, rapporto di snellezza $\neq 2$, direzione di perforazione, presenza di barre d'armatura).
Viene stimata con formule note in letteratura :
 - **BS 1881 Part. 120**
 - **Concrete Society**
 - **Cestelli Guidi**
- 3) $R_{eff.cub.in situ}$ = Resistenza effettiva cubica, ovvero resistenza di un provino cubico standard al momento del carotaggio sulla struttura esaminata.
Il valore si ottiene moltiplicando R_{cil} per un fattore di correzione che tiene conto delle diverse dimensioni di un provino cubico rispetto ad uno cilindrico (differente rapporto altezza-lato, differente rapporto massa-superficie, differente direzione di prova)
Viene stimata con formule note in letteratura :
 - **BS 1881 Part. 120**
 - **Concrete Society**
 - **Cestelli Guidi**
 - **D.M. febbraio 1992 art. 4.0.2. ("Resistenze di calcolo")**
- 4) $R_{cub. Conv.}$ = Resistenza convenzionale, ovvero la resistenza del calcestruzzo a 28 gg., ottenuta da cubi confezionati al momento del getto in opera e maturati in condizioni standard.
Si ottiene incrementando mediante coefficienti correttivi $R_{eff.cub.in situ}$ per tenere conto dei fattori perturbativi dovuti alle operazioni di getto, alle differenti condizioni termoigrometriche ed all'età di maturazione.
Viene stimata con formule note in letteratura:
 - **Concrete Society**
 - **Cestelli Guidi**
 - **D.M. 09/01/96 – Appendice 2**

I valori di resistenza ottenuti con le differenti formulazioni risultano mediamente dello stesso ordine di grandezza, di conseguenza il valore medio assunto dal Ns. Ufficio in fase interpretativa come dato di riferimento per la qualità del calcestruzzo, può essere considerato attendibile, comportando margini d'errore minimi.

LIMITI:

1. Il valore puntuale dell'indagine è uno dei limiti per l'estensibilità dei risultati ottenuti ricordando che si tratta di strutture in c.a. realizzate negli anni '60, periodo nel quale nell'esecuzione dei getti non venivano effettuati controlli di qualità dei materiali reali e sicuri, nonostante fossero previsti dalla normativa tecnica vigente.
2. Si evidenzia che l'attuale legislazione tecnica italiana non fornisce una specifica normativa di riferimento per l'utilizzo di una delle tre formule, né chiarisce se il valore di riferimento da utilizzare sia quello relativo alla Resistenza effettiva cubica in situ oppure alla Resistenza cubica convenzionale.
3. L'Ufficio Regionale ritiene preferibile considerare il valore ottenuto da Resistenza effettiva cubica in situ, che fornisce un dato più vicino alla reale condizione del calcestruzzo, nelle condizioni attuali dell'edificio.
4. L'adozione del valore medio così ottenuto dalle formule esistenti in letteratura, non è certamente formalmente corretto, ma corrisponde ad una semplificazione tecnica adottata da quest'Ufficio.
5. Spetta dunque al professionista o all'Ufficio Tecnico competente valutare e adottare la formula che meglio illustri la situazione.

Nelle tabelle allegate sono indicati i valori ottenuti dalle prove e quelli interpretati.

2.2 METODO INDIRETTO: Le letture sono ottenute dagli strumenti d'indagine, quali l'indice di rimbalzo dello sclerometro e la velocità di propagazione nel mezzo c/c degli ultrasuoni, per l'applicazione del Metodo Sonreb.

Esistono in letteratura tre differenti formulazioni, tratte da articoli pubblicati in bibliografia tecnica, corrispondenti alle curve di isoresistenza, per l'interpretazione dei dati raccolti con il Metodo Sonreb, di cui il Ns. Ufficio fornisce una media tra le formule adottate.

- A. **ARTICOLO R. GIACCHETTI, L. LACQUANITI**, "Controlli non distruttivi su impalcati da ponte in calcestruzzo armato" Nota tecnica 04, 18980, Università degli Studi di Ancona, Facoltà di Ingegneria, Istituto di Scienza e Tecnica delle Costruzioni

$$R_{c3} = 7.695 \cdot 10^{-10} \cdot S^{1,4} \cdot V^{2,6} \quad (\text{con } R_c \text{ in Kg/cm}^2 \text{ e } V \text{ in m/sec})$$

- B. **ARTICOLO A. DI LEO, G. PASCALE**, "Prove non distruttive sulle costruzioni in cemento armato", Convegno Sistemica Qualità e Prove non Distruttive per l'Affidabilità e la Sicurezza delle Strutture Civili, Bologna, Saie '94, 21 ottobre 1994

$$R_{c2} = 1.2 \cdot 10^{-9} \cdot S^{1,058} \cdot V^{2,446} \quad (\text{con } R_c \text{ in N/mm}^2 \text{ e } V \text{ in m/sec})$$

- C. **ARTICOLO J. GASPARIRIK**, "Prove non distruttive in edilizia", Quaderno didattico A.I.P.N.D., Brescia 1992

$$R_{c1} = 0.0286 \cdot S^{1,246} \cdot V^{1,85} \quad (\text{con } R_c \text{ in N/mm}^2 \text{ e } V \text{ in Km/sec})$$

in cui:

$V =$ Velocità di propagazione degli ultrasuoni

$S =$ Indice medio di rimbalzo

$R_c =$ Resistenza cubica convenzionale del calcestruzzo standard

Le formule di cui sopra per l'interpretazione, sono state trasformate secondo un'unica unità di misura, ovvero R_c in Kg/cm² e V in m/sec.

Nelle tre formule, come si può notare, i parametri presenti, pur rimanendo sempre gli stessi, presentano differenti valori degli indici esponenziali e ciò in base all'importanza conferita da ogni autore ai vari fattori perturbativi connessi all'impiego del metodo combinato Sonreb.

Ne conseguono differenze non trascurabili tra i valori derivanti da ciascun metodo.

In generale:

- con la formula A si ottengono i valori di resistenza stimata del calcestruzzo minori (rispetto alle altre due formule);
- con la formula B si ottengono i valori di resistenza stimata del calcestruzzo intermedi (rispetto alle altre due formule);
- con la formula C si ottengono i valori di resistenza stimata del calcestruzzo maggiori (rispetto alle altre due formule);

L'adozione del valore medio della resistenza stimata così ottenuta risulta quindi una semplificazione non completamente attendibile, ed è per questo che per l'interpretazione il progettista o l'Ufficio Tecnico dovrà considerare, alla luce dello stato generale della struttura, quale delle tre formule adottare come maggiormente rappresentativa dell'edificio in oggetto.

Si sottolinea che la formula di correlazione del Metodo Sonreb, che stima la resistenza del cls nel punto di misura, è applicabile per valori della velocità d'attraversamento superiori a $3100 + 3200$ m/sec., mentre per valori inferiori non risulta attendibile poiché esterna al dominio delle curve Sonreb ricavate sperimentalmente e sulla cui base si applica la formula suddetta.

Si ricorda, tuttavia, che nel caso di valori bassi della velocità ($\approx 2500 + 3000$ m/sec), pur non essendo possibile stabilire con certezza l'Rck del cls, si ottiene quasi sicuramente un valore di resistenza del conglomerato < 150 Kg/cm², mentre per valori particolarmente bassi ($\approx 1000 + 2000$ m/sec), il dato ottenuto perde praticamente di significato.

Per quanto riguarda i valori forniti dallo sclerometro si evidenzia che si ottengono buoni valori di resistenza a compressione per valori dell'indice di rimbalzo medio $I_m = 30$, considerando come limite minimo accettabile $I_m = 27 + 28$.

Si ricorda inoltre, per gli edifici in c.a. di oltre 20 anni, di non trascurare l'influenza della carbonatazione sul valore dell'indice di rimbalzo, in quanto ne altera i risultati in senso maggioritario, senza che ciò sia tuttavia rappresentativo dell'effettiva resistenza del conglomerato.

E' per questo che i valori forniti dallo sclerometro, presi da soli, sono indicativi di un calcestruzzo di qualità superiore alla classe indicata, ma l'elaborazione del dato con la velocità per il Metodo Sonreb abbassa notevolmente la classe di appartenenza della resistenza del calcestruzzo.

Sono accettabili differenze percentuali al massimo del 20% tra Resistenza stimata con il metodo Sonreb e Resistenza mediata (tra i diversi metodi interpretativi) convenzionale.

LIMITI

1. *Il valore puntuale dell'indagine è uno dei limiti per l'estensibilità dei risultati ottenuti, ricordando che si tratta di strutture in c.a. realizzate negli anni '60, periodo nel quale non sempre venivano eseguiti i controlli di qualità nell'esecuzione dei getti previsti dalla normativa allora vigente, soprattutto considerando il fatto che il riempimento della cassaforma di un pilastro poteva richiedere anche numerosi getti.*
2. *Si evidenzia che la normativa tecnica italiana attualmente vigente non richiede espressamente l'utilizzo di una delle tre formule.*
3. *L'adozione del valore medio così ottenuto dalle formule esistenti in letteratura, non è certamente formalmente corretto, ma corrisponde ad una semplificazione tecnica adottata da quest'Ufficio.*
4. *Spetta dunque al professionista o all'Ufficio Tecnico competente valutare e adottare la formula che meglio illustri la situazione.*

Nelle tabelle allegate sono indicati i valori ottenuti dalle prove e quelli interpretati.

3. RISULTATI

Si utilizza come normativa di riferimento il DM.LL.PP 16/01/96 "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche" di cui alla legge 5 novembre 1971, n. 1086, che fissa i valori minimi di resistenza dei materiali strutturali. Il limite minimo della resistenza caratteristica a compressione per il calcestruzzo strutturale è definito da tale norma pari a $R_{ck} > 150 \text{ Kg/cm}^2$.

Si evidenzia che la recente normativa sismica "Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici" pubblicata sul supplemento ordinario della Gazzetta Ufficiale n.105 del 8.05.2003, non consente per le nuove costruzioni, l'uso di conglomerati di classe inferiore a C20/25, ossia con resistenza caratteristica inferiore a $R_{fk} = 20 \text{ Mpa}$ (200 kg/cm²) e cubica $R_{ck} = 25 \text{ Mpa}$ (250 kg/cm²).

Tale norma, però, relativamente alle prescrizioni generali relative ai materiali strutturali, non sostituisce il citato DM.LL.PP 16/01/96 che rimane, quindi, norma di riferimento nella definizione della resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo strutturale per gli edifici esistenti.

La differenza percentuale fra valori ottenuti dalla prova distruttiva e quella non distruttiva è minima per gli elementi indagati per gli elementi indagati con entrambe le tipologie di prova: il metodo indiretto si differenzia da quello che è il risultato ottenuto dalla prova diretta a compressione sempre meno del 2 %.

Si riportano di seguito i risultati delle indagini e le relative elaborazioni effettuate dall'Ufficio Regionale.

EDIFICIO "A"

PROVE NON DISTRUTTIVE (METODO SONREB) - TAB.I

Le prove combinate sclerometriche ed ultrasoniche, in questa serie di indagini, sono state realizzate su 6 pilastri ed 1 trave al piano terra ed 1 pilastro al piano seminterrato.

Per ognuno degli elementi sono stati considerati due allineamenti chiamati rispettivamente A-A' e B-B'. La situazione evidenziata dalle prove effettuate è la seguente:

PIANO TERRA

- $R_{ck} > 150 \text{ kg/cm}^2$:
- Pilastro n° 5, Allineamento A-A': il valore di resistenza stimata media è $282,8 \text{ kg/cm}^2$.
Il valore della resistenza ottenuto è corrispondente al valore della velocità di 3637,6 m/s.
Il valore dell'indice di rimbalzo medio tra i quadranti A e A' è 39,7.
- Pilastro n° 5, Allineamento B-B': il valore di resistenza stimata media è $278,9 \text{ kg/cm}^2$.
Il valore della resistenza ottenuto è corrispondente al valore della velocità di 3635,1 m/s.
Il valore dell'indice di rimbalzo medio tra i quadranti B e B' è 39,3.
- Pilastro n° 15, Allineamento A-A': il valore di resistenza stimata media è $260,8 \text{ kg/cm}^2$.
Il valore della resistenza ottenuto è corrispondente al valore della velocità di 3588,5 m/s.
Il valore dell'indice di rimbalzo medio tra i quadranti A e A' è 38,1.

- **Pilastro n° 15, Allineamento B-B'**: il valore di resistenza stimata media è **230,1 kg/cm²**.
Il valore della resistenza ottenuto è corrispondente al valore della velocità di 3507,0 m/s.
Il valore dell'indice di rimbalzo medio tra i quadranti B e B' è 35,9.
- **Pilastro n° 6, Allineamento A-A'**: il valore di resistenza stimata media è **270,4 kg/cm²**.
Il valore della resistenza ottenuto è corrispondente al valore della velocità di 3593,4 m/s.
Il valore dell'indice di rimbalzo medio tra i quadranti A e A' è 39,1.
Pilastro n° 6, Allineamento B-B': il valore di resistenza stimata media è **304,7 kg/cm²**.
Il valore della resistenza ottenuto è corrispondente al valore della velocità di 3740,6 m/s.
Il valore dell'indice di rimbalzo medio tra i quadranti B e B' è 40,0.
- **Pilastro n° 8, Allineamento A-A'**: il valore di resistenza stimata media è **293,5 kg/cm²**.
Il valore della resistenza ottenuto è corrispondente al valore della velocità di 3702,4 m/s.
Il valore dell'indice di rimbalzo medio tra i quadranti A e A' è 39,6.
Pilastro n° 8, Allineamento B-B': il valore di resistenza stimata media è **319,5 kg/cm²**.
Il valore della resistenza ottenuto è corrispondente al valore della velocità di 3783,8 m/s.
Il valore dell'indice di rimbalzo medio tra i quadranti B e B' è 40,6.
- **Pilastro n° 13, Allineamento A-A'**: il valore di resistenza stimata media è **307,7 kg/cm²**.
Il valore della resistenza ottenuto è corrispondente al valore della velocità di 3779,7 m/s.
Il valore dell'indice di rimbalzo medio tra i quadranti A e A' è 39,6.
Pilastro n° 13, Allineamento B-B': il valore di resistenza stimata media è **336,2 kg/cm²**.
Il valore della resistenza ottenuto è corrispondente al valore della velocità di 3874,5 m/s.
Il valore dell'indice di rimbalzo medio tra i quadranti B e B' è 40,6.
- **Pilastro n° 14, Allineamento A-A'**: il valore di resistenza stimata media è **338,4 kg/cm²**.
Il valore della resistenza ottenuto è corrispondente al valore della velocità di 3870,3 m/s.
Il valore dell'indice di rimbalzo medio tra i quadranti A e A' è 40,9.
Pilastro n° 14, Allineamento B-B': il valore di resistenza stimata media è **368,9 kg/cm²**.
Il valore della resistenza ottenuto è corrispondente al valore della velocità di 3997,0 m/s.
Il valore dell'indice di rimbalzo medio tra i quadranti B e B' è 41,2.
- **Trave n° 7 - 14, Allineamento A-A'**: il valore di resistenza stimata media è **270,9 kg/cm²**.
Il valore della resistenza ottenuto è corrispondente al valore della velocità di 3726,0 m/s.
Il valore dell'indice di rimbalzo medio tra i quadranti A e A' è 36,6.
Trave n° 7 - 14, Allineamento B-B': il valore di resistenza stimata media è **269,0 kg/cm²**.
Il valore della resistenza ottenuto è corrispondente al valore della velocità di 3734,0 m/s.
Il valore dell'indice di rimbalzo medio tra i quadranti B e B' è 36,3.

IANO SOTTOSTRADA

- **Pilastro n° 8, Allineamento A-A'**: il valore di resistenza stimata media è **307,7 kg/cm²**.
Il valore della resistenza ottenuto è corrispondente al valore della velocità di 3779,7 m/s.
Il valore dell'indice di rimbalzo medio tra i quadranti A e A' è 39,6.
Pilastro n° 8, Allineamento B-B': il valore di resistenza stimata media è **336,2 kg/cm²**.
Il valore della resistenza ottenuto è corrispondente al valore della velocità di 3874,5 m/s.
Il valore dell'indice di rimbalzo medio tra i quadranti B e B' è 40,6.

PROVE DISTRUTTIVE - TAB. 2

RISULTATI:

Il prelievo di campioni, abbinato a prove SONREB, al piano terra è stato eseguito sui pilastri 5 e 15. Tutte le carote sono passanti ed hanno un rapporto di snellezza pari a circa 2,00.

Il rapporto tra il diametro della carota ed il diametro massimo degli inerti è >3 per tutti i pilastri, quindi i provini ricavati sono conformi alle norme UNI 6130.

La prova di compressione effettuate dal Laboratorio sul provino prelevato dal pilastro n° 5 fornisce valori di R_{car} (resistenza di carota) pari a $225,0 \text{ kg/cm}^2$, con un valore di peso specifico, pari a 2221 kg/mc .

La prova di compressione effettuate dal Laboratorio sul provino prelevato dal pilastro n° 15 fornisce valori di R_{car} (resistenza di carota) pari a $214,0 \text{ kg/cm}^2$, con un valore di peso specifico, pari a 2194 kg/mc .

Elaborando e mediando i dati di Laboratorio con le diverse formulazioni presenti in letteratura (di cui al punto 2.1) il Ns. Ufficio ha ricavato i seguenti valori di resistenza in sito e di resistenza convenzionale:

- **$R_{ck} > 150 \text{ kg/cm}^2$:**
 - **Pilastro n° 5:** presenta un valore medio di resistenza in situ di $277,9 \text{ kg/cm}^2$, indicativo di un calcestruzzo di buona qualità. Il valore di resistenza stimata media fornito dal Metodo Sonreb nel punto in cui è stata effettuata la carota è pari a $282,8 \text{ kg/cm}^2$, di poco superiore al dato fornito dalla prova distruttiva; si ha in questo caso un'ottima correlazione fra i dati ottenuti, come evidenzia la differenza percentuale fra i due risultati pari a meno del 2 %.
 - **Pilastro n° 15:** presenta un valore medio di resistenza in situ di $264,3 \text{ kg/cm}^2$, indicativo di un calcestruzzo di buona qualità. Il valore di resistenza stimata media fornito dal Metodo Sonreb nel punto in cui è stata effettuata la carota è pari a $260,8 \text{ kg/cm}^2$, leggermente inferiore al dato fornito dalla prova distruttiva; si ha, anche in questo caso, una correlazione molto buona fra i dati ottenuti, come evidenzia la differenza percentuale fra i due risultati pari a quasi il 2 %.

CONCLUSIONI

I risultati ottenuti dalla campagna d'indagine effettuata evidenziano per l'edificio in oggetto una buona qualità del calcestruzzo.

Nessuna prova, diretta o indiretta, fornisce un valore inferiore ai 200 kg/cm².

La media delle prove indirette è ampiamente superiore ai 250 kg/cm², così come le due prove dirette.

Nel caso degli elementi verificati con entrambe le tipologie d'indagine si è assunto come riferimento i dati derivanti dalle prove dirette, in quanto più attendibili di quelli derivanti dalle prove non distruttive.

Si riporta di seguito una sintesi dei dati ottenuti dalle indagini.

EDIFICIO "A"

PIANO TERRA:

Non ci sono pilastri con valori di Resistenza inferiori al limite minimo definito dal D.M. del 1996 (150 kg/cm²), né per le prove dirette né per le prove indirette.

Il dato indiretto sovrastima quello diretto per il pilastro n° 5, viceversa per i risultati del pilastro n° 15, ma con una differenza percentuale molto piccola.

Si ricorda che l'interpretazione fornita da quest'Ufficio deve essere considerata quale contributo alla necessaria ed indispensabile valutazione che deve essere sviluppata dall'Ufficio Tecnico dell'Ente proprietario.

Si ricorda altresì che le indagini diagnostiche effettuate ed i conseguenti risultati si riferiscono esclusivamente alla qualità del calcestruzzo, che costituisce soltanto uno dei parametri necessari per una valutazione globale della vulnerabilità sismica dell'edificio la quale scaturisce anche da altri elementi di giudizio quali: la disposizione dei telai, la dimensione degli elementi strutturali verticali ed orizzontali e la disposizione delle armature all'interno dei pilastri (n° barre principali, chiusura delle staffe, passo staffe).

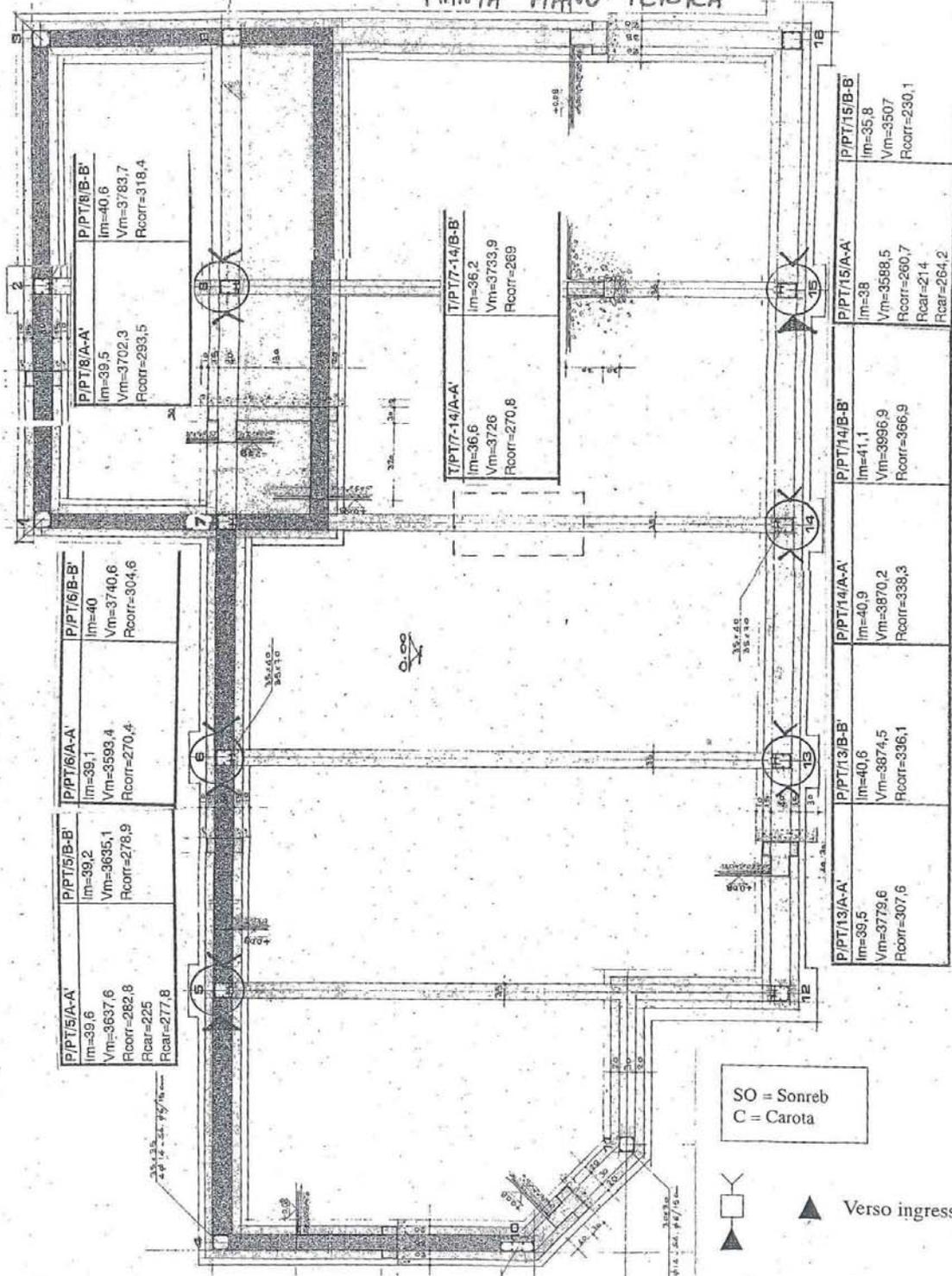
Per quanto riguarda l'esecuzione di questa fase di indagini, accertata la conformità alle Istruzioni Tecniche della R. T., si fornisce l'assenso per la liquidazione della fattura presentata dal laboratorio.

SALA POLIVALENTE II FASE - FOSCOMINO		ELEMENTI STRUTTURALI INDICATI ANCHE CON METODO DISTRUTTIVO										ELEMENTI STRUTTURALI INDICATI SOLO CON METODO NON DISTRUTTIVO													
Zone di indagine		PPT2/A-A'	PPT3/B-B'	PPT3/S-A'	PPT3/E-B'	PPT3/A-A'	PPT3/B-B'	PPT3/A-A'	PPT3/B-B'	PPT3/A-A'	PPT3/B-B'	PPT3/A-A'	PPT3/B-B'	PPT3/A-A'	PPT3/B-B'	PPT3/A-A'	PPT3/B-B'	PPT3/A-A'	PPT3/B-B'	PPT3/A-A'	PPT3/B-B'	PPT3/A-A'	PPT3/B-B'	PPT3/A-A'	PPT3/B-B'
Data elaborazione prove:		18/2/04	18/2/04	18/2/04	18/2/04	18/2/04	18/2/04	18/2/04	18/2/04	18/2/04	18/2/04	18/2/04	18/2/04	18/2/04	18/2/04	18/2/04	18/2/04	18/2/04	18/2/04	18/2/04	18/2/04	18/2/04	18/2/04	18/2/04	18/2/04
In Situ	valore di rottura medio S	29,05	28,25	31,06	37,37	39,4	46,09	28,95	40,2	42,1	46,09	40,2	42,1	46,09	40,2	42,1	46,09	40,2	42,1	46,09	40,2	42,1	46,09	40,2	42,1
	Resistenza Sperimentale (N)	182084	182084	182084	182084	182084	182084	182084	182084	182084	182084	182084	182084	182084	182084	182084	182084	182084	182084	182084	182084	182084	182084	182084	182084
Ultrasuoni	Velocità media (m/s)	3057,6	3035,1	3065,5	3067,0	3090,4	3126,8	3100,4	3161,9	3161,9	3161,9	3161,9	3161,9	3161,9	3161,9	3161,9	3161,9	3161,9	3161,9	3161,9	3161,9	3161,9	3161,9	3161,9	3161,9
	Fattore A. Giambelli-Lapomigina (1952)	246,9	237,1	216,5	190,3	226,8	222,3	251,2	275,9	275,9	275,9	275,9	275,9	275,9	275,9	275,9	275,9	275,9	275,9	275,9	275,9	275,9	275,9	275,9	275,9
Misure della Velocità di Propagazione	Forma B	301,9	298,2	278,6	248,2	288,7	308,3	314,4	340,9	340,9	340,9	340,9	340,9	340,9	340,9	340,9	340,9	340,9	340,9	340,9	340,9	340,9	340,9	340,9	340,9
	Forma C	305,69	301,47	285,19	252,00	292,70	305,45	314,85	338,66	338,66	338,66	338,66	338,66	338,66	338,66	338,66	338,66	338,66	338,66	338,66	338,66	338,66	338,66	338,66	338,66
Resistenza statica Media (N)		232,04	275,82	260,77	230,14	270,43	304,67	293,53	318,48	318,48	318,48	318,48	318,48	318,48	318,48	318,48	318,48	318,48	318,48	318,48	318,48	318,48	318,48	318,48	318,48
differenza percentuale A/B		-14,82	-14,88	-15,68	-17,23	-15,37	-13,81	-14,37	-13,37	-13,37	-13,37	-13,37	-13,37	-13,37	-13,37	-13,37	-13,37	-13,37	-13,37	-13,37	-13,37	-13,37	-13,37	-13,37	-13,37
differenza percentuale A/C		6,74	6,91	7,22	7,43	6,76	7,09	7,11	7,04	7,04	7,04	7,04	7,04	7,04	7,04	7,04	7,04	7,04	7,04	7,04	7,04	7,04	7,04	7,04	7,04
differenza percentuale C/B		8,03	8,09	8,60	8,50	8,61	6,82	7,26	6,33	6,33	6,33	6,33	6,33	6,33	6,33	6,33	6,33	6,33	6,33	6,33	6,33	6,33	6,33	6,33	6,33
LABORATORIO DELTA																									
PROVE NON DISTRUTTIVE - Metodo Combinato SONREB																									

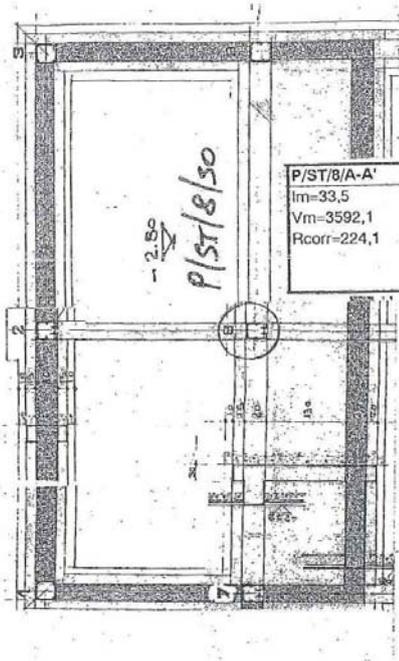
		Zona di prelievo	P/PT/5/SO-C	P/PT/15/SO-C		
		DATA ESECUZIONE PROVE	2/3/04	2/3/04		
Sala Polivalente Il Fosso - FOSDINOVO	PROVE DISTRUTTIVE - CAROTAGGI (provini estratti orizzontalmente)	LABORATORIO DELTA	Diametro [ϕ] (cm)	7,90	7,90	
			Altezza H (cm)	15,80	15,80	
			Area Resistente (cmq)	49,01	49,01	
			Rapporto di snellezza [λ]	2,00	2,00	
			Inverso del rapporto di snellezza [$1/\lambda$]	0,50	0,50	
			Diametro max inerte [ϕ] (cm)	1,50	1,00	
			Rapporto diametro carota/diametro max inerte	5,27	7,90	
			Tipo inerte	di fiume	di fiume	
			Peso (gr)	1720	1699	
			Massa (Kg)			
			Peso specifico (Kg/mc)	2221	2194	
			Note			
			Velocità in situ (m/s)	3637,6	3588,5	
			Velocità campione (m/s)	3631,0	3533,0	
			Presenza spezzoni armatura nella carota	NO	NO	
			Rcarota [Kg/cmq]	225,00	214,00	
			BS 1881 Part. 120	Fattore di correzione (BS)	1	1
				Rcarota [Kg/cmq] x Fattore di correzione (BS)	225	214
			Rcub equiv. in situ [Kg/cmq] = Rcarota x Coeff. Correz. x 1.25	281,25	267,50	
		Concrete Society	Coeff. C delle CS $C=(2.5/(1.5+1/\lambda))$	1,25	1,25	
			Rcub in situ stimata [Kg/cmq] = Rcarota x C	281,25	267,50	
			Rcub convenzionale stimata [Kg/cmq] = Rcub attuale x 1.3	365,63	347,75	
		Cestelli Guidi	Coeff. C Formula articolo $C=2/(1,5+1/\lambda)$	1,00	1,00	
			Rreff cil [Kg/cmq]=Rcarota x C	225,00	214,00	
			Rreff.cub. in situ [Kg/cmq] = Rreff.cil./0.83	271,08	257,83	
			Rcub. convenzionale [Kg/cmq] = Rreff.cub. in situ x 1.5	406,63	386,75	
	Resistenza media in situ	277,86	264,28			
	Resistenza media convenzionale	386,13	367,25			
	Differenza percentuale BS/Media R in situ	1,22	1,22			
	Differenza percentuale CS/Media R in situ	1,22	1,22			
	Differenza percentuale CG/Media R in situ	-2,44	-2,44			

LABORATORIO DELTA	TEMPO DI ATTRAVERSAMENTO (microsecondi)		TEMPO MEDIO (microsecondi)	DISTANZA SONDE (cm)	VELOCITA' ULTRASUONI (m/s)		DEVIAZIONE STANDARD		SCLEROMETRO	DATI CAROTE			DATI ULTRASUONI	D.M. P.C.M.T.	NOTE	
	ELEMENTO STRUTTURALE / ALLINEAMENTO	lettura del tempo			Tempo medio singola serie	Tempo medio due serie	Spazio	Velocità sulla media singola serie		Velocità sulla media due serie	deviazione standard singola serie	deviazione standard due serie				Indice Medio di Rinibazo
18/2/04 Carica: 2/3/04	P/PT/5/A-A'	96,0	96,8	96,7	35,2	3637,6	3636,4	0,1	0,1	39,7	3631,0	225,0	277,9	5,3	282,8	-1,79
	P/PT/5/B-B'	96,9	96,7	96,8	35,2	3635,1		0,1		39,3					278,9	
18/2/04 Carica: 2/3/04	P/PT/15/A-A'	97,4	97,6	97,5	35,0	3589,5	3547,8	0,1	1,2	38,1	3539,0	214,0	264,3	7,8	260,8	1,33
	P/PT/15/B-B'	99,7	99,7	99,7	35,0	3507,0		0,2		35,9					230,1	
18/2/04	P/PT/6/A-A'	97,2	97,4	97,4	35,0	3593,4	3667,0	0,2	2,1	39,1					270,4	
	P/PT/6/B-B'	93,4	93,6	93,6	35,0	3740,6		0,2		40,0					304,7	
18/2/04	P/PT/9/A-A'	94,7	94,7	94,5	35,0	3705,4	3748,1	0,3	1,1	35,6					293,5	
	P/PT/9/B-B'	92,4	92,7	92,5	35,0	3753,8		0,2		40,6					318,5	
18/2/04	P/PT/13/A-A'	92,3	92,7	92,5	35,0	3778,7	3827,1	0,3	1,3	39,6					307,7	
	P/PT/13/B-B'	90,6	90,6	90,3	35,0	3874,5		0,2		40,6					335,2	
18/2/04	P/PT/14/A-A'	90,2	90,7	90,4	35,0	3970,3	3933,6	0,3	1,8	40,9					338,4	
	P/PT/14/B-B'	87,8	87,6	87,6	35,0	3897,0		0,1		41,2					366,9	
18/2/04	T/PT/7-14/A-A'	94,2	93,8	93,9	35,0	3726,0	3730,0	0,2	0,2	36,6					270,9	
	T/PT/7-14/B-B'	93,7	93,9	93,7	35,0	3734,0		0,2		36,3					269,0	
18/2/04	P/ST/9/A-A'	97,5	97,2	97,4	35,0	3592,2	3610,2	0,2	0,6	33,6					224,1	
	P/ST/9/B-B'	96,7	96,5	96,5	35,0	3628,2		0,3		31,1					208,6	

PIANTA PIANO TERRA



PIANTA PIANO SEMINTERATO



P/ST/8/A-A'	P/ST/8/B-B'
Im=33,5	Im=31
Vm=3592,1	Vm=3628,1
Rcorr=224,1	Rcorr=208,6

TAV. N° 1

COMUNE DI FOSDINOVO
EDIFICIO POLIVALENTE IN FOSDINOVO CAPOLUOGO

- STRUTTURE IN C.A.
- FONDAZIONI PILASTRI
- SOLAI E SCALE

DISEGNI RAPP. 1:50

CALCOLATORE DEI C.A. : Dott. Arch. ALESSANDRO GIORGI

ORDINE DEGLI ARCHITETTI DI MASSA-CARRARA
dott. arch. GIORGI ALESSANDRO
Cod. MASSA-CARRARA 0231



REGIONE TOSCANA

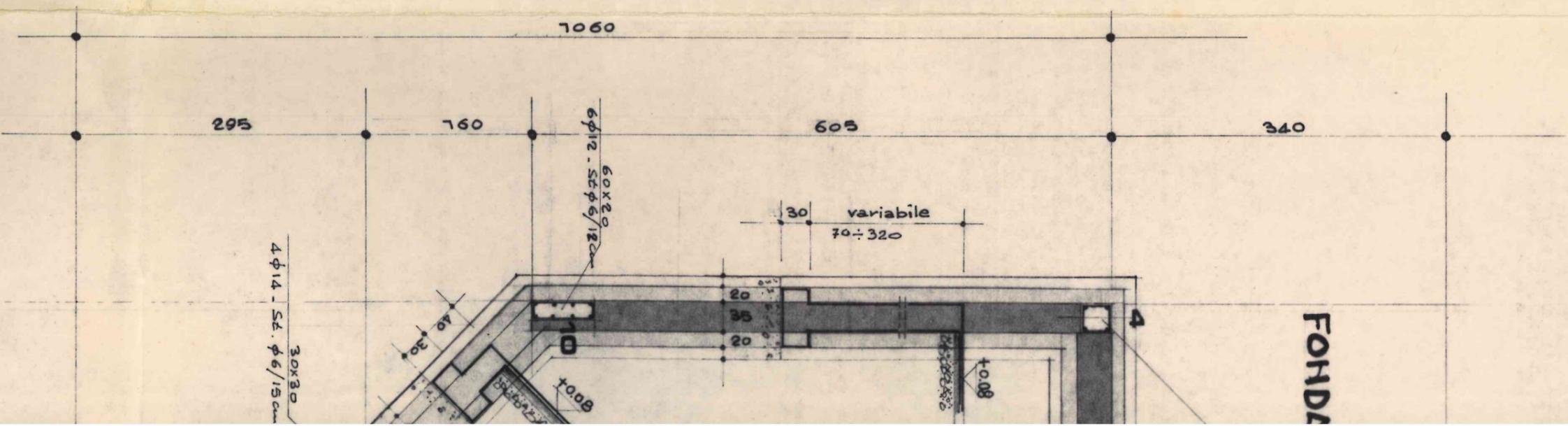
UFFICIO DEL GENIO CIVILE DI MASSA-CARRARA

VISTO ai sensi degli art. 17 e 18 della

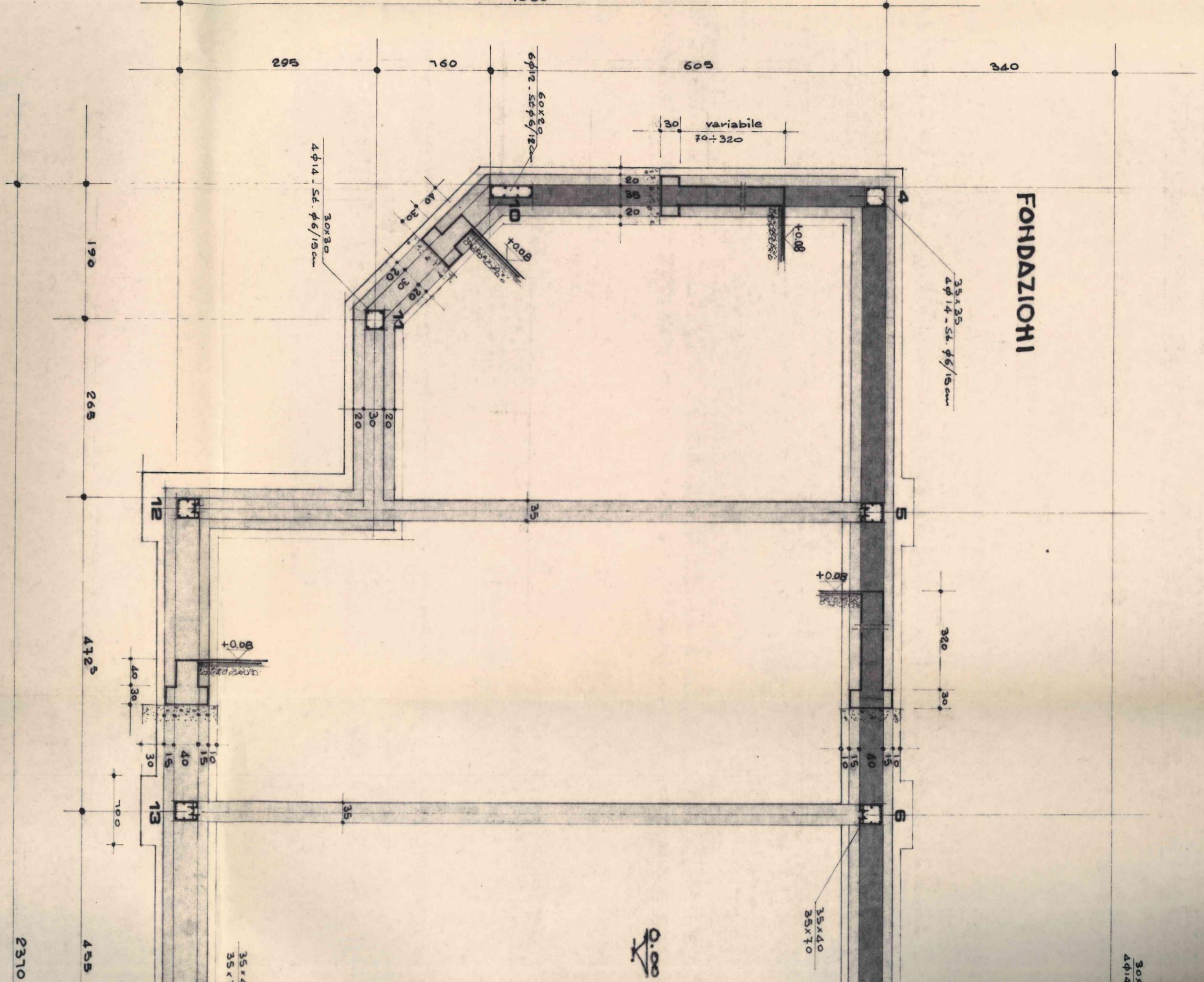
Legge 2 febbraio 1974 N° 64 e D. M. 1-3 1975.

N° 860 Massa li

IL COORDINATORE
(Ing. Mario Pontani)

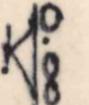


FONDAZIONI



30x
4φ14

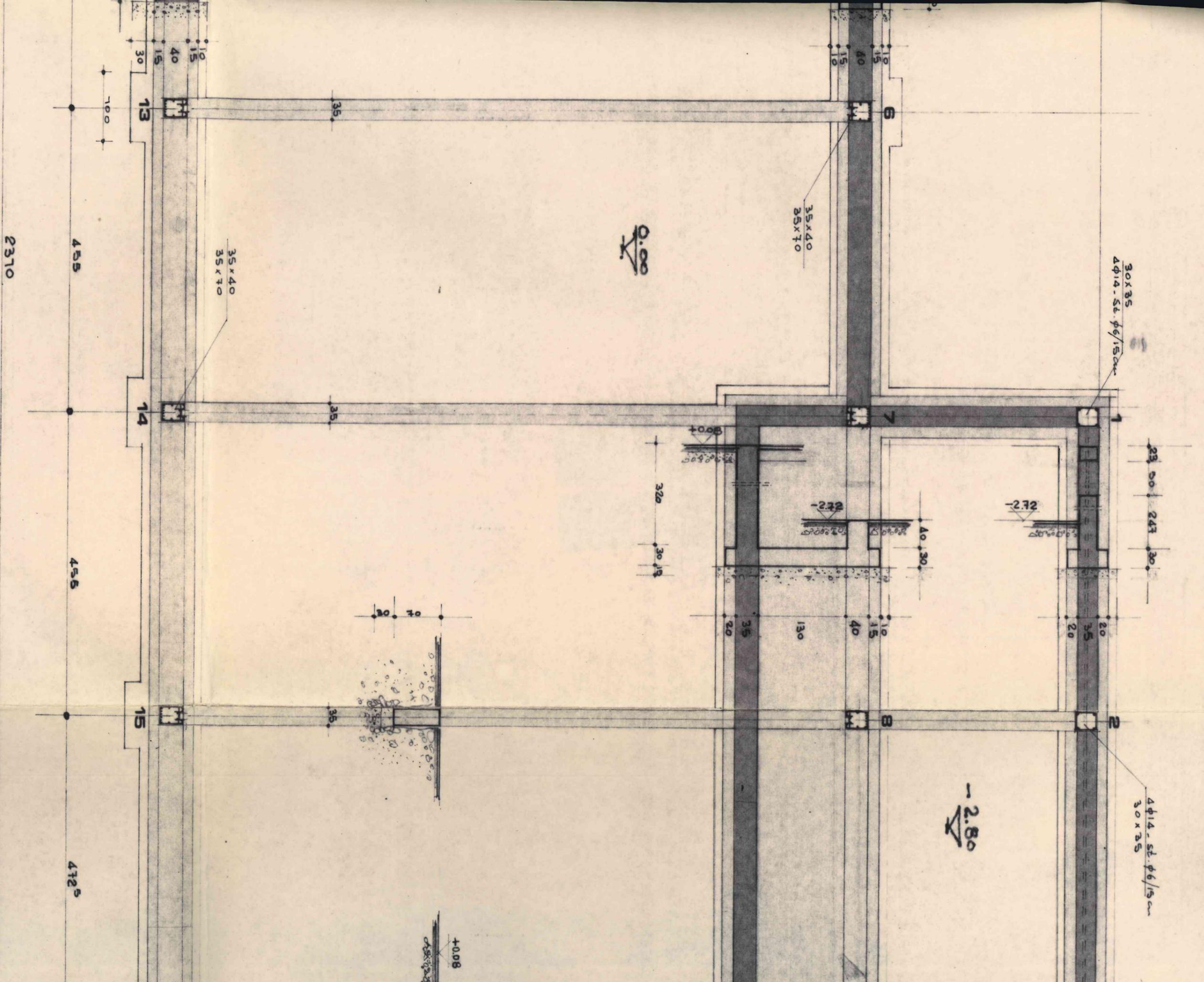
35x40
25x70

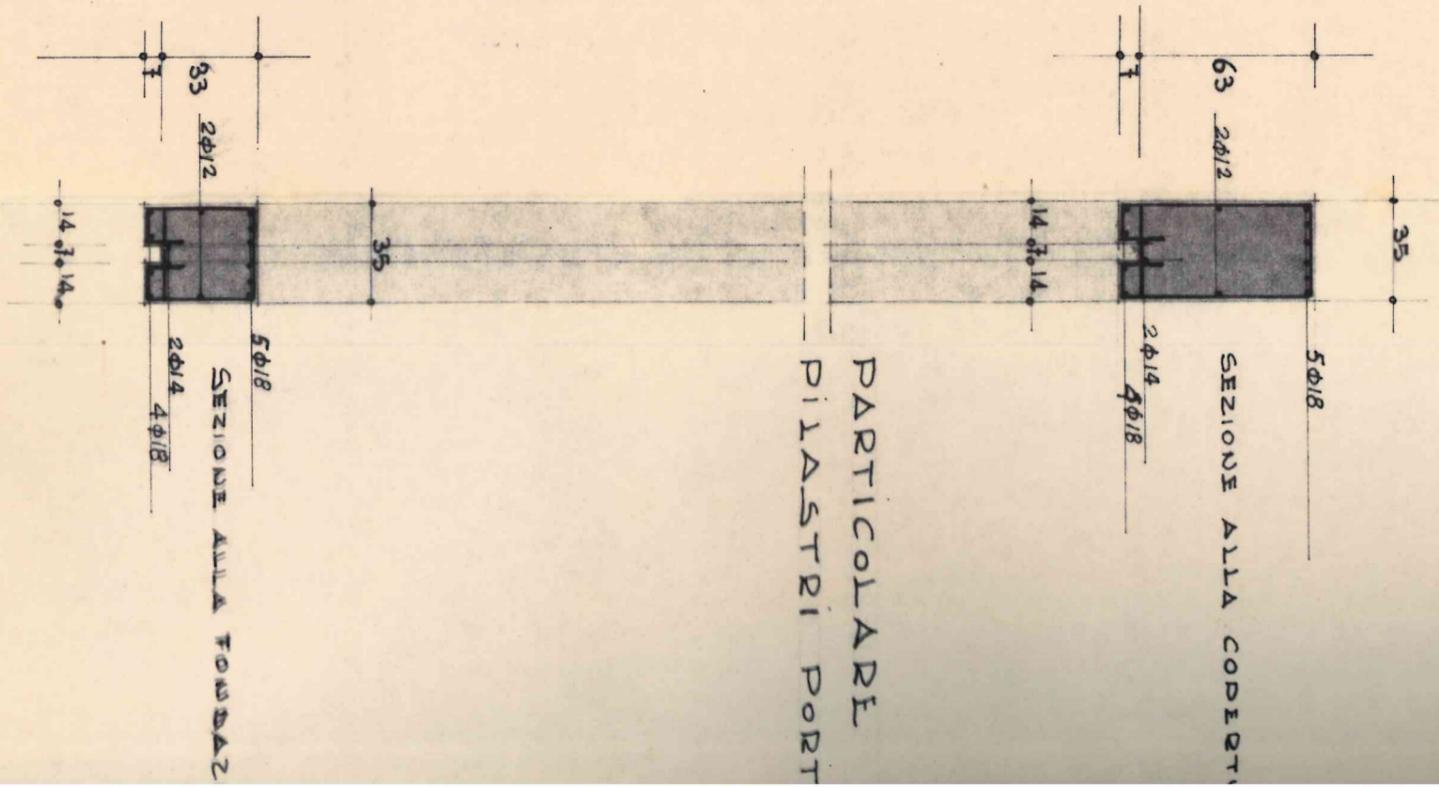
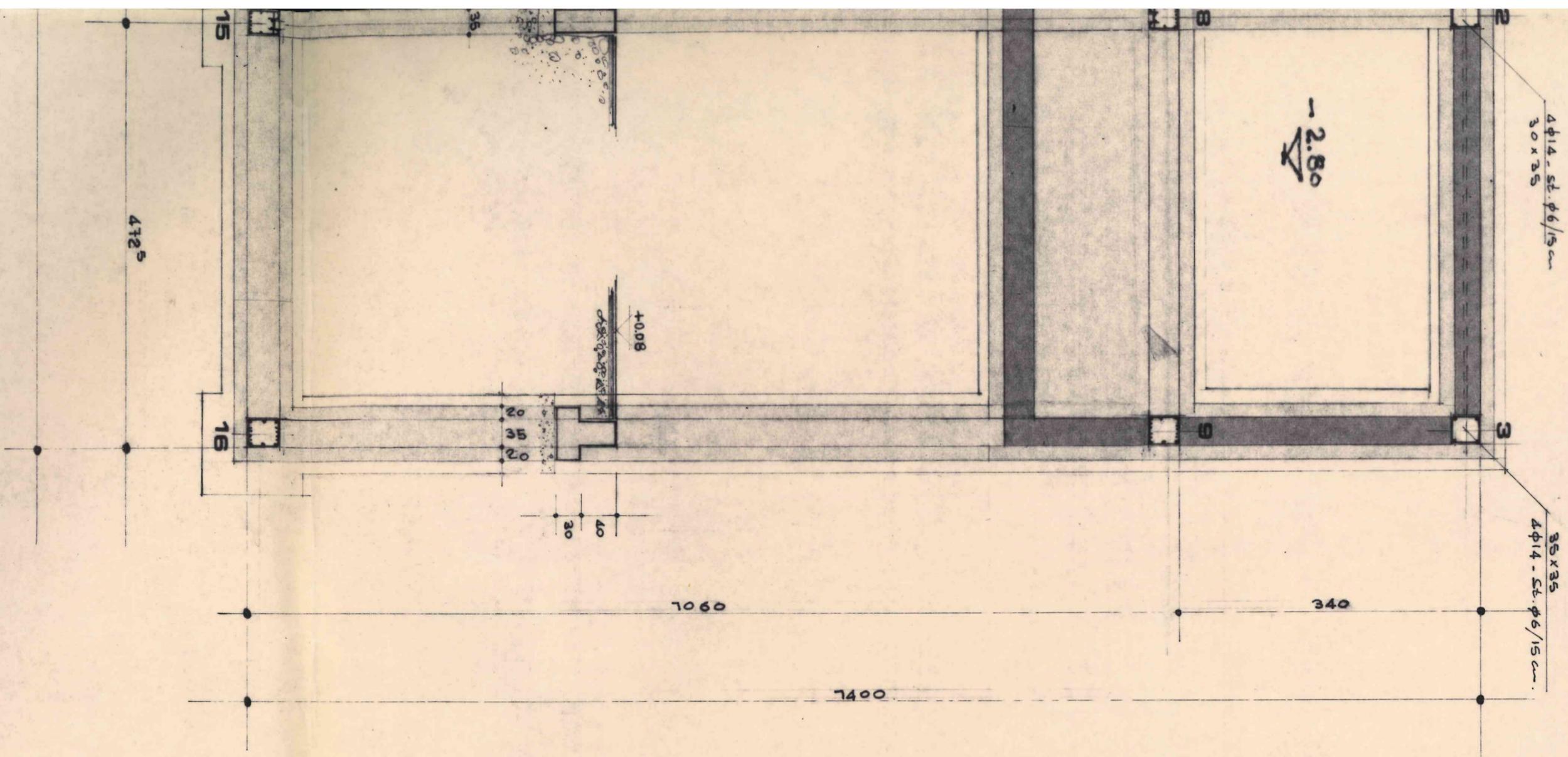


35x4
35x7

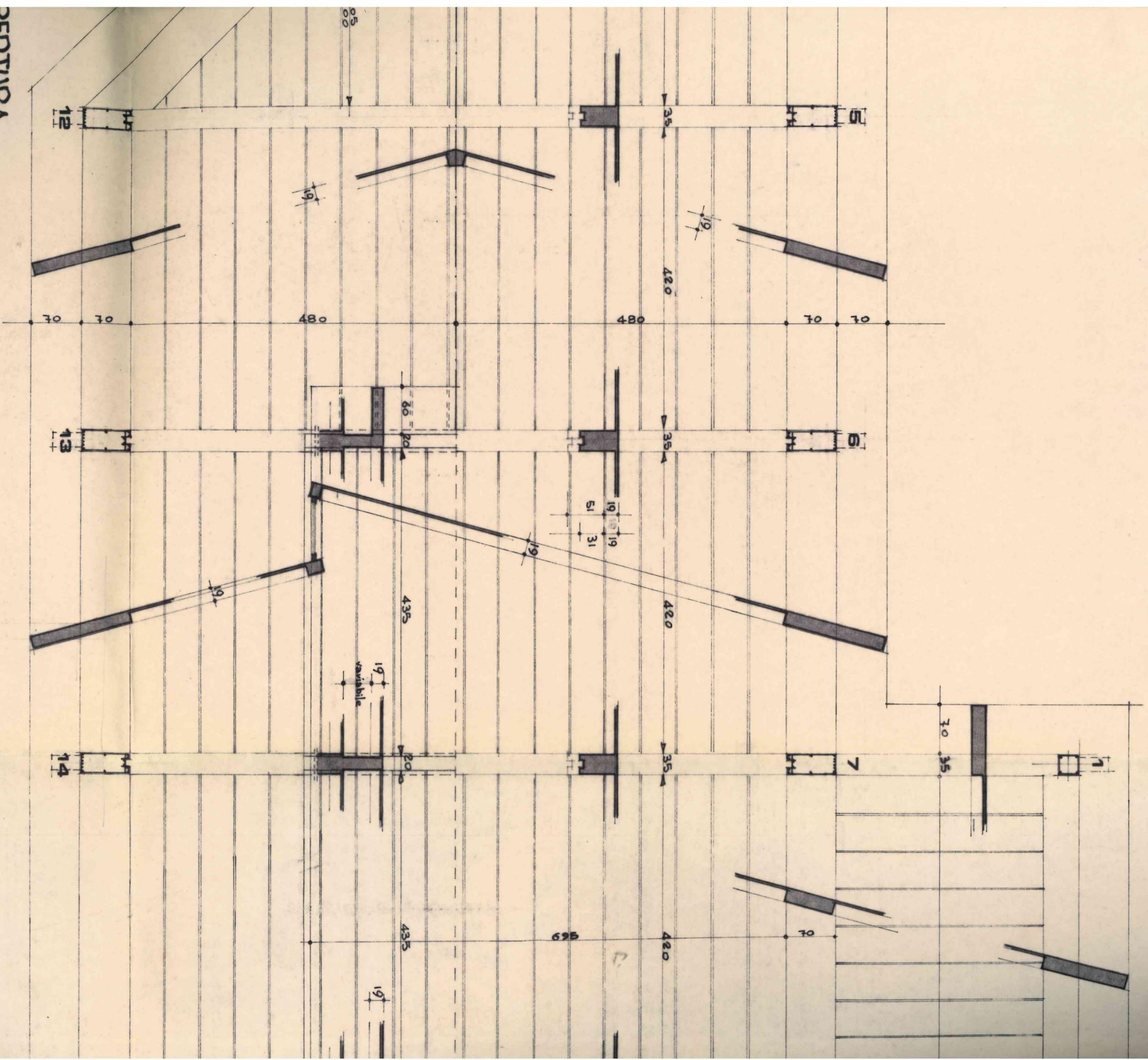
455

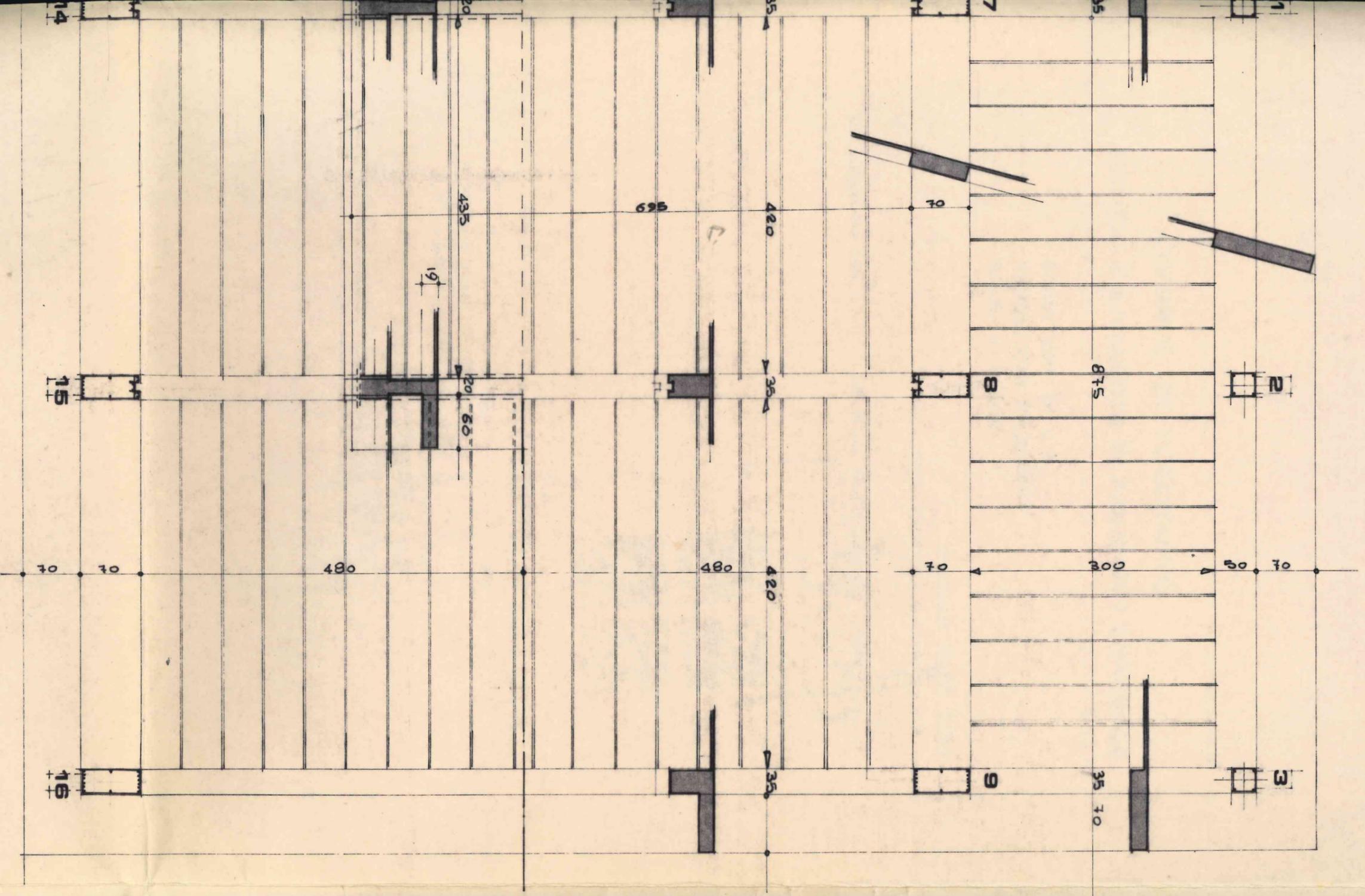
2310





PERTURA



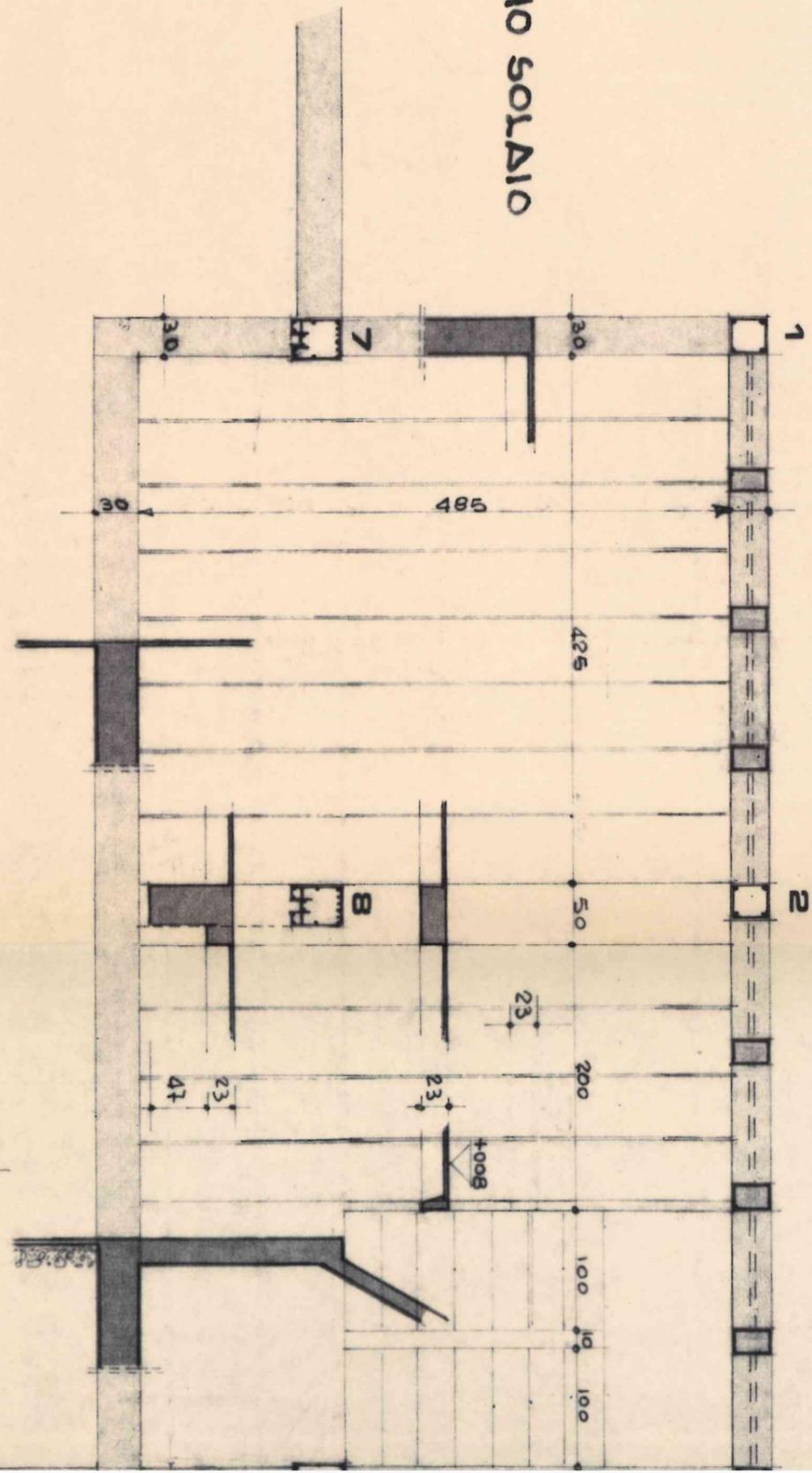


Handwritten notes: $2 \frac{1}{2}$ and 2 .

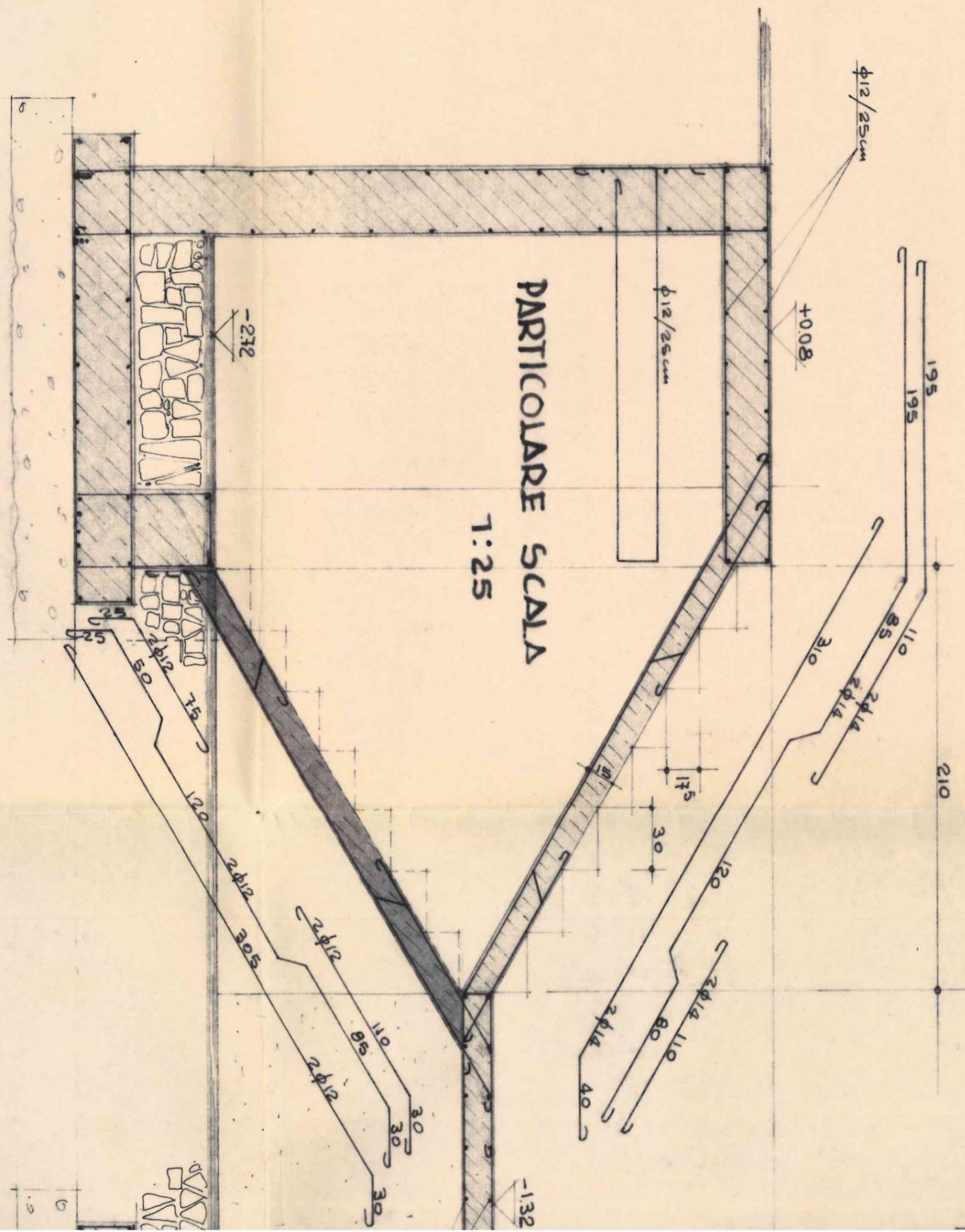
PRIMO SOLI

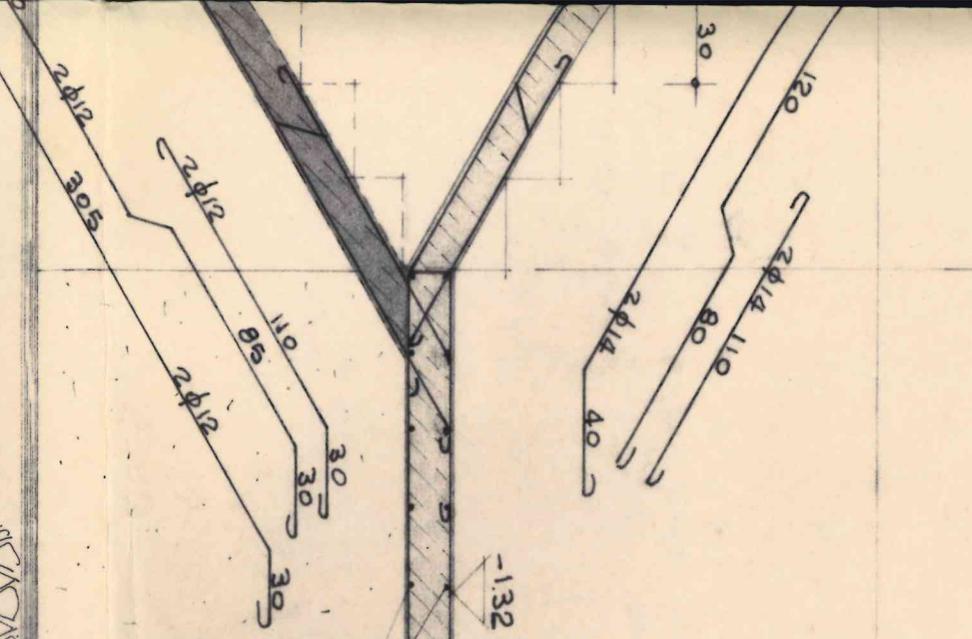
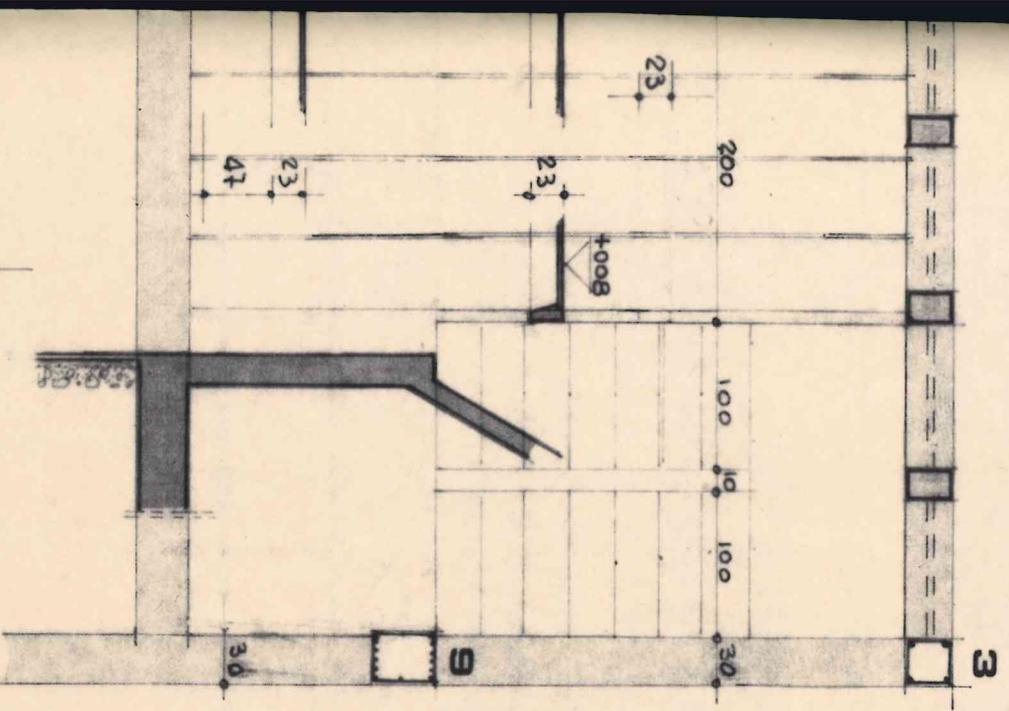
$\phi 12/25cm$

PRIMO SOLAIO



PARTICOLARE SCALA
1:25





$\phi 12/25\text{cm}$

-132

05/10/77

1060

1:50

REC
251

REC

COMUNE DI FOSDINOVO
EDIFICIO POLIVALENTE IN FOSDINOVO CAPOLUOGO

- STRUTTURE IN C.A.
- TELAI E TRAVI ROVESCI

DISEGNI RAPP. 1:50

CALCOLATORE DEI C.A. : Dott. ~~Alessandro~~

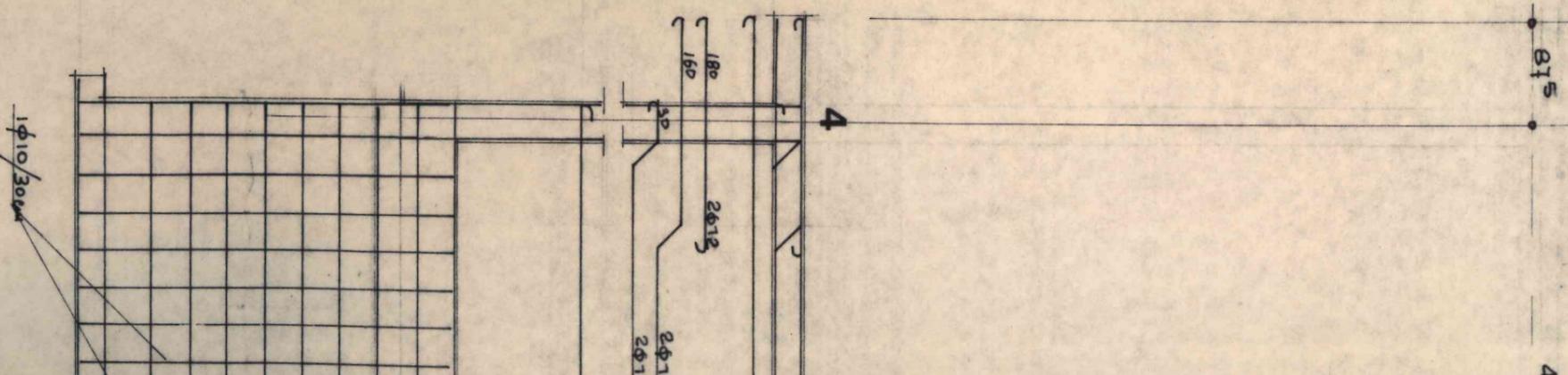
ORD. 100 CARRARA
100
 C.C. 100

ORDINE 100 CARRARA
 LIRE 500 LIRE 500 LIRE 500 LIRE 500
 dott. STEF. GIORGI ALESSANDRO 30
 Cod. Fisc. GRG LSN 39A01 10231

REGIONE TOSCANA
UFFICIO DEL GENIO CIVILE DI MASSA - CARRARA

VISTO ai sensi degli art. 17 e 18 della
Legge 2 febbraio 1974 N° 64 e D.M. 3-3-1975.

N° 860 Massa li _____
IL COORDINATORE
(Ing. Marco Pizzanti)



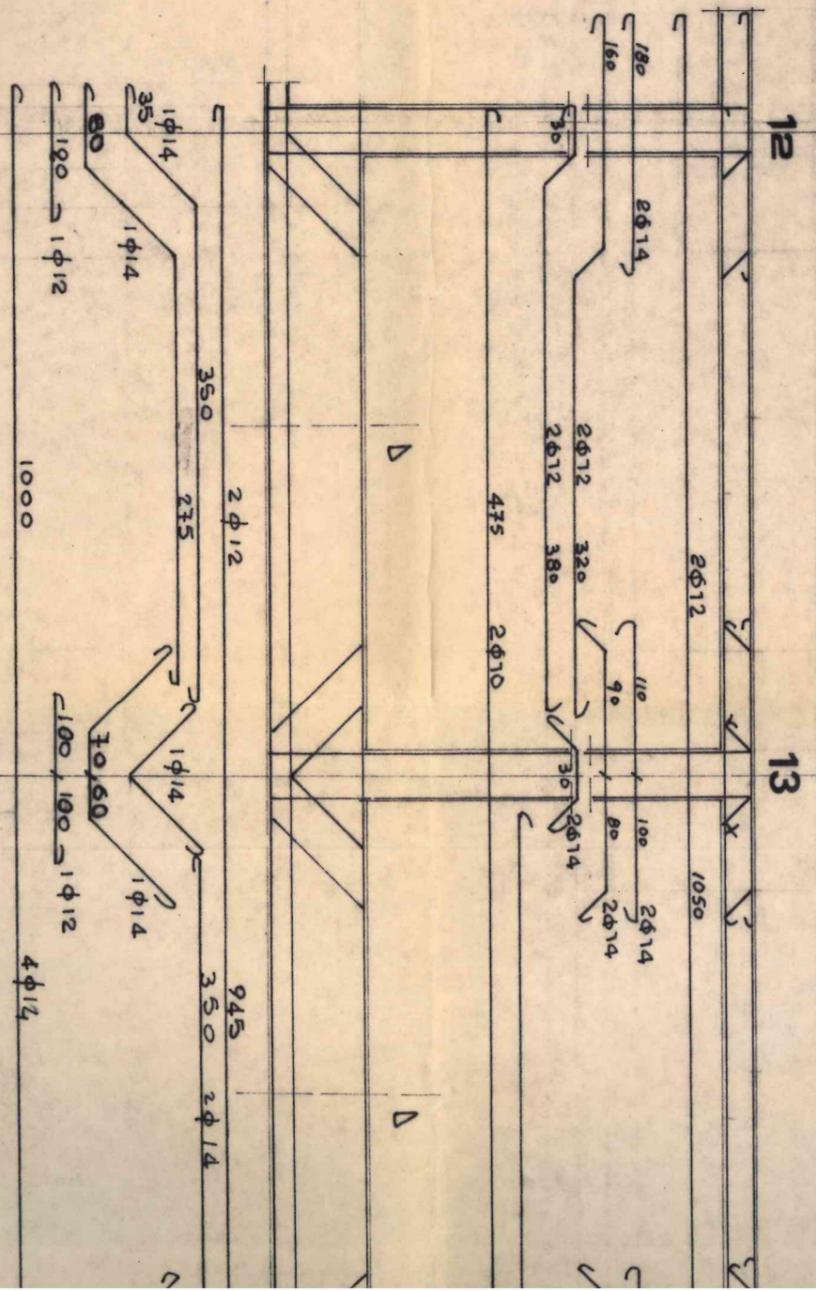
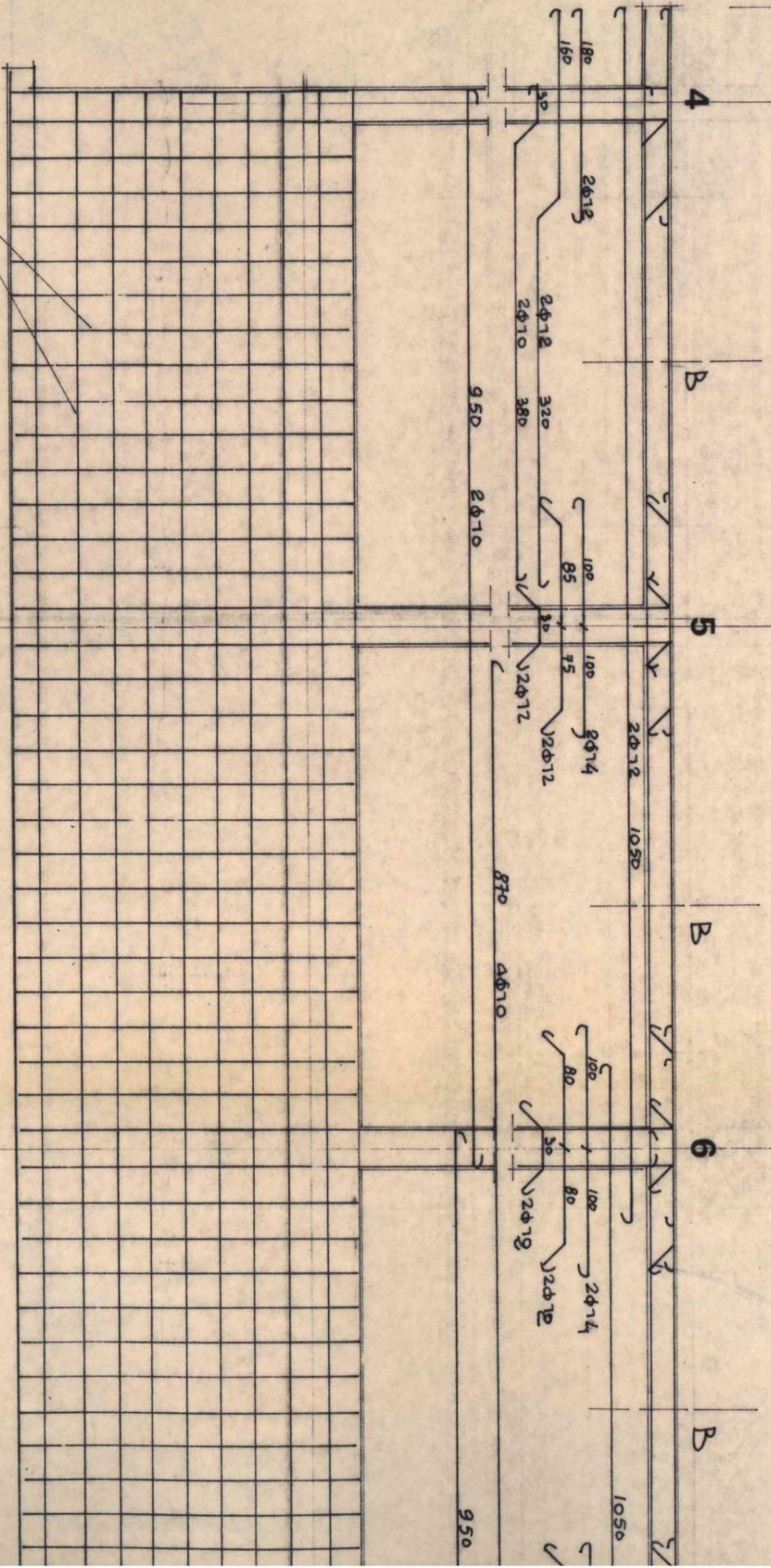
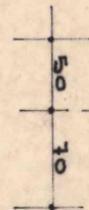
815

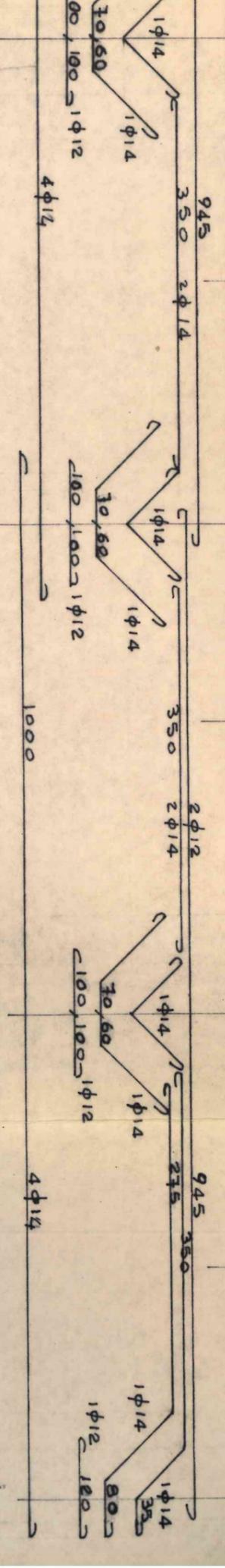
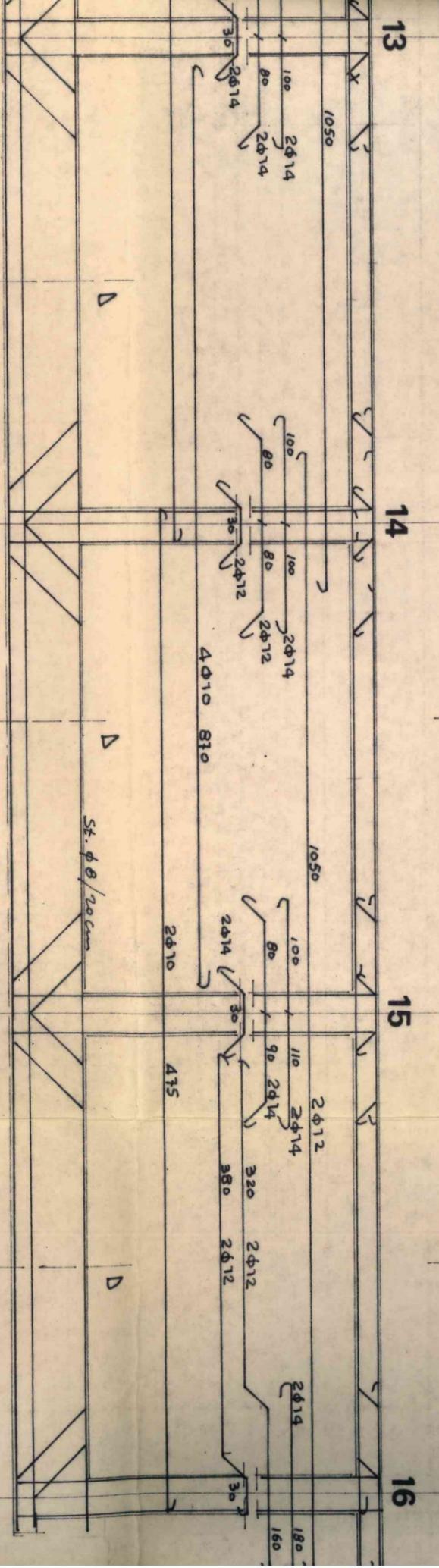
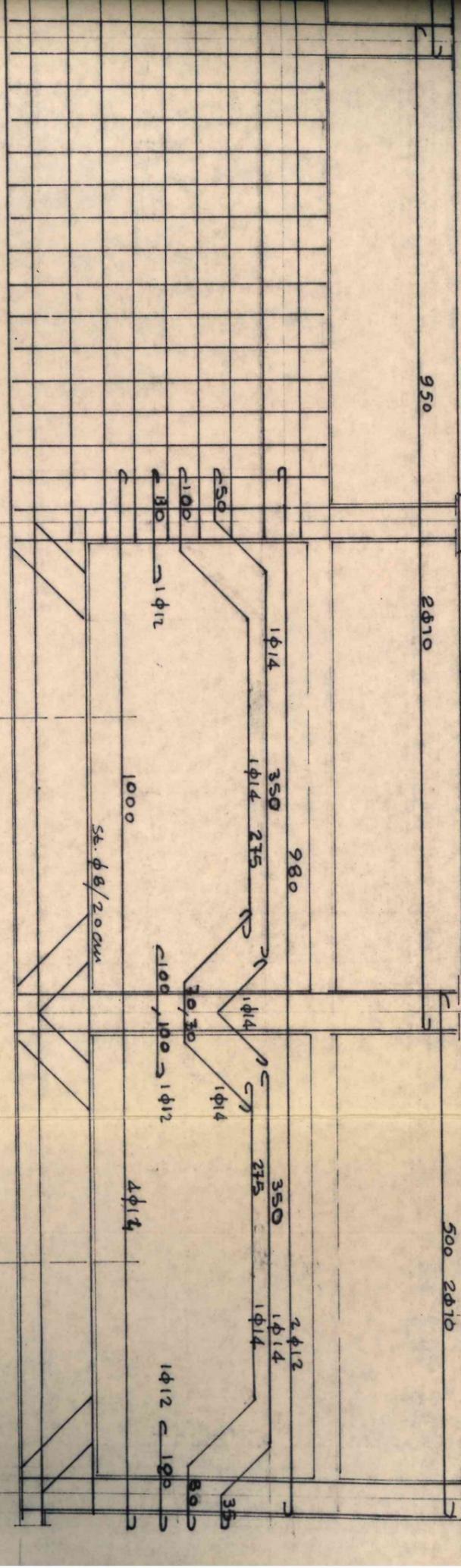
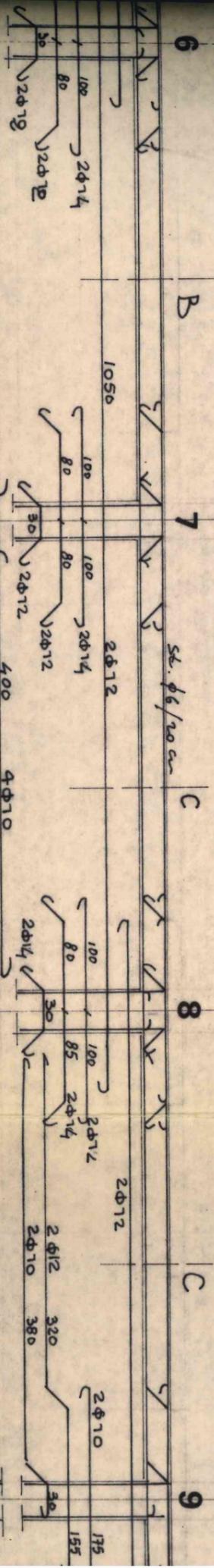
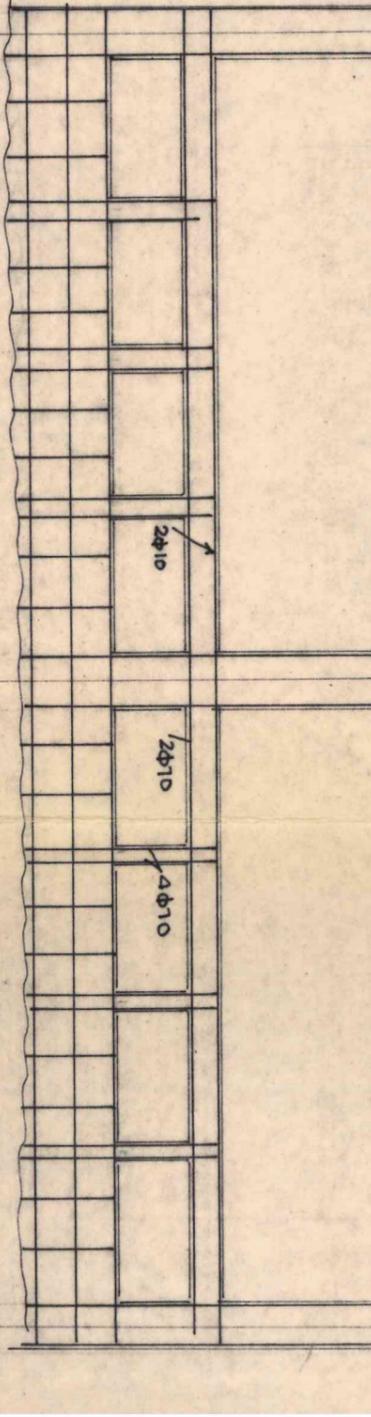
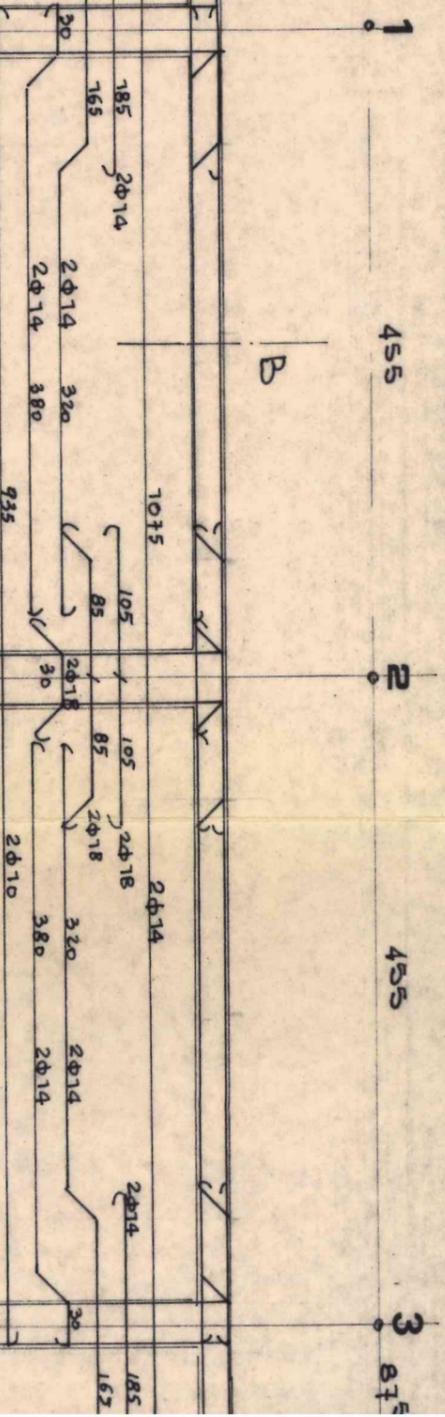
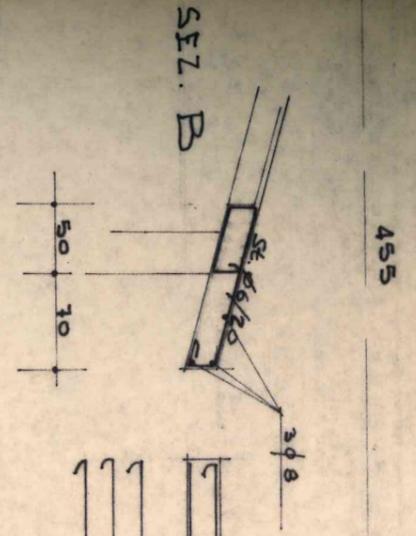
455

455

455

SEZ. B





PARTICOLARE 1:25

TEL. Δ 13-6 / 14-7 / 15-8

