



COMUNE DI PARMA
Provincia di Parma

ASSESSORATO ALLO SPORT U.O. MANUTENZIONE IMPIANTI

IMPIANTO NATATORIO "GIACOMO FERRARI"



VALUTAZIONE DELLE VULNERABILITA' TANGIBILI PER AZIONI STATICHE

R1



©I.S.I. Ingegneria e Ambiente - Ing. Gian Lorenzo Bernini - Ing. Rosaria Ragazzini
Via Martiri della Liberazione, 36 - 43126 Vicofertile (PR)
cod.fisc. e P.I. 02577010347 Tel. 0521 941229 - info@isiingegneriaeambiente.it

VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA STRUTTURALE



VALUTAZIONE DELLE VULNERABILITÀ TANGIBILI PER AZIONI STATICHE

1 PREMESSA

Il presente elaborato tecnico risponde sia ad un adempimento contrattuale sia alla necessità di una valutazione preliminare speditiva mirata alla individuazione di elementi o meccanismi di collasso critici e preclusivi la fruibilità della struttura e dell'impianto sportivo.

Un tale primo approccio di analisi complessiva è infine anche di supporto alla programmazione delle attività di rilievo strutturale e di valutazione meccanica dei materiali, oggetto della successiva Relazione Metodologica, redatta in conformità al punto 2.1 dell'art. 2 sub-Allegato 2-A alla d.G.R. 936/2008, denominata "documento R.2" nell'ambito del procedimento di Valutazione della Sicurezza Strutturale del complesso edilizio.

La valutazione preliminare delle vulnerabilità tangibili del complesso strutturale è maturata e supportata dalla acquisizione di informazioni di carattere storico, geometrico delle unità strutturali dell'impianto natatorio, oltre che da accertamenti non distruttivi sulle caratteristiche meccaniche di alcuni componenti.

Accertata infine la presenza di elementi di sensibile criticità, come meglio illustrati per natura, consistenza e caratteristiche, nei paragrafi successivi, si è ritenuto opportuno definire gli interventi di messa in sicurezza necessari per consentire la operatività della struttura.

2 INDAGINE STORICO CRITICA

La valutazione Statica del complesso edilizio è stata approcciata comparando il rilievo geometrico dei suoi elementi strutturali con gli elaborati progettuali originali delle strutture. Ai sopralluoghi in sito è stata affiancata l'attività di ricerca di archivio e la implementazione comparata dei dati geometrici di rilievo.

L'accesso all'archivio storico comunale, con presa visione della documentazione già indentificata dalla Stazione Appaltante ed anche con reperimento di ulteriore documentazione tecnica progettuale, ha permesso di ricostruire sia l'iter progettuale originario ed anche la serie di particolari ed accorgimenti costruttivi adottati nella realizzazione dei componenti strutturali del complesso.

L'attività di progettazione delle strutture venne avviata nel maggio 1972 con effettuazione delle indagini geognostiche ed elaborazione della relazione geologico-geotecnica e a firma del Dott. Geol. Enrico Paniceri (**ALLEGATO 1.1**)

Il progetto delle strutture venne quindi elaborato su 3 Stralci (ossia su tre unità strutturali) negli anni 1972-1975 dall'Ing. Giuseppe Peri.

La realizzazione delle strutture dei 3 stralci venne affidata alla Impresa Ghidini Oribio.

Il Collaudo delle strutture venne effettuato in data 20.3.1978 dall'Ing Giovanni Condorelli (**ALLEGATO 1.2**)

Negli anni successivi sono documentati interventi di manutenzione straordinaria di:

- Rifacimento delle lattonerie;
- Coibentazione ed impermeabilizzazione di alcune coperture piane;
- Protezione dei ferri d'armatura;
- Installazione di sistemi provvisori di accesso alla copertura (passerelle di ispezione in quota ed argani di movimentazione dei corpi illuminanti)

Senza evidenza di intervento alcuno sulle parti strutturali del complesso.

Agli atti sono infine depositate due prove di carico sulla tribuna a sbalzo di 3° solaio della unità strutturale principale, rispettivamente eseguite:

- Nel 1990 nell'ambito della valutazione della sicurezza statica della tribuna effettuata dall'Ing. Giancarlo De Lisi, supportata da specifica prova di carico, descritta per procedura operativa e risultati, nel Verbale di Prova di Carico allegato alla presente relazione (**ALLEGATO 1.3**)
- Nel 2010 con valutazione della sicurezza statica della gradinata e del parapetto della tribuna di 3° livello, supportato da prove di carico condotte da Laboratorio Geotecnologico Emiliano (rapporti di prova 3246 e 3247 di **ALLEGATO 1.4**).

La ricerca di archivio ha permesso il recupero di:

- Relazione geologica (**ALLEGATO 1.1**)
- Indagini geognostiche di caratterizzazione stratigrafica (**ALLEGATO 1.1**)
- Specifiche del tipologico di palificazione profonda utilizzato per la unità strutturale principale (**ALLEGATO 1.1**)
- Verbale di Collaudo statico (**ALLEGATO 1.2**)
- Elaborati grafici di progetto (parziale) delle strutture, come da elenco elaborati proposto in **ALLEGATO 1.5**
- Elaborati grafici di progetto (parziale) architettonico, come da elenco elaborati proposto in **ALLEGATO 1.5**

Le informazioni acquisite già nella prima fase di valutazione speditiva della sicurezza statica sono state di supporto al giudizio in merito alle effettive vulnerabilità tangibili e di indirizzo per la caratterizzazione geometrica e meccanica delle unità strutturali, funzionale alla loro modellazione numerica e verifica.

3 TECNOLOGIA COSTRUTTIVA

3.1 UNITÀ STRUTTURALI

Il complesso si compone di 3 UNITÀ STRUTTURALI, identificate nel progetto delle strutture da tre differenti "Stralci" rispettivamente relativi a:

- Edificio centrale di copertura delle vasche
- Edifici adiacenti "accessori" di ubicazione degli spogliatoi, dei servizi, delle palestre.

Tavola grafica allegata (**ALLEGATO 1.6**) evidenzia su base planimetrica la organizzazione delle 3 UNITÀ.

Tutte le unità presentano una quota di fondazione omogenea ed un unico livello interrato posto a -4.26ml rispetto al piano di calpestio della sala delle vasche (preso a riferimento di quota +0.00 nella valutazione delle altimetrie dei fabbricati).



L'unità principale è caratterizzata da una maggiore elevazione con altezza in gronda, pari a +12.80ml, mentre le unità strutturali "accessorie" sono realizzate con copertura piana con quota di estradosso non superiore a +8.00ml.

3.2 FONDAZIONI

L'edificio centrale risulta essere fondato su pali, le cui caratteristiche sono documentate dagli elaborati depositati presso l'archivio comunale. Gli edifici accessori di 2° e 3° stralcio hanno invece struttura di fondazione di tipo superficiale su graticcio travi rovesce.

Come meglio illustrato in veste grafica nella planimetria delle fondazioni proposta in **ALLEGATO 1.7**, le palificate sono organizzate per plinti in corrispondenza dei pilastri principali, dei setti vano scala e di supporto delle travi rovesce di sostegno delle murature di tamponamento di maggiore altezza.

Il sistema di fondazione "profondo" è quindi affiancato da un sistema "superficiale" a platea nervata su cui poggiano i pilastri di sostegno delle vasche in c.a. delle piscine.

L'assenza di deformazioni e fessurazioni in parete come pure l'assenza di un quadro fessurativo che suggerisca cedimenti differenziali lascia supporre la presenza di una disconnessione strutturale tra struttura di fondazione del fabbricato di "chiusura" della sala delle vasche (con relativo sbalzo di tribuna e galleria a quota +7.00) e la sala stessa.

3.3 ELEVAZIONE

Le tre unità strutturali presentano schemi strutturali a telaio iperstatico in c.a. e sono separate da giunti costruttivi (indicati in tavola grafica di **ALLEGATO 1.6**) la cui effettiva efficacia deve essere direttamente verificata in sito. Il controllo visivo delle strutture e dei tamponamenti in prossimità delle linee di giunto non ha dato evidenza di quadri fessurativi riferibili a fenomeni di martellamento.

Le vasche sono in c.a. in opera in appoggio su pilastrate organizzate come da elaborato planimetrico prodotto in **ALLEGATO 1.8**. I solai delle unità strutturali "accessorie" sono in latero cemento con spessore pari a 20+4cm.

I solai della unità strutturale "principale" sono invece:

- In soletta piena in c.a., con riferimento alla sala delle vasche),
- In latero cemento, relativamente ai campi di solaio relativi ai vani tecnici laterali;
- Di tipo "alleggerito", nei solai della galleria a quota +7.00m, mediante combinazione di doppia soletta in c.a., di spessore 12cm ad estradosso ed 8cm ad intradosso, altezza complessiva 127cm, 135cm, con intercapedine vuota, rispettivamente pari a 107cm e 115cm.

3.4 COPERTURA

Le strutture di copertura delle unità strutturali "accessorie" presentano coperture analoghe, di tipo piano su solaio in latero cemento, completate da caldana ed impermeabilizzazione con guaina bituminosa.

L'unità strutturale di ubicazione delle piscine, caratterizzata da una sala vasche di dimensioni pari a 46.30ml di lunghezza e 31.50 ml di ampiezza (dimensioni riferite all'interasse dei pilastri) ha un sistema di copertura organizzato su 9 travi reticolari metalliche in appoggio sui pilastri principali, tra loro connesse con arcarecci metallici e controventi longitudinali. Il manto di copertura è costituito da lastre di eternit. La compartimentazione con la sala natatoria è realizzata con un controsoffitto in lastre di alluminio fissate ad una sottostruttura in parte pendinata ed in parte in appoggio alle travi reticolari.

Per maggiori dettagli sulla struttura di copertura si rimanda all'elaborato grafico di **ALLEGATO 1.9**.

L'intercapedine tra manto di copertura e controsoffitto è ispezionabile limitatamente ai percorsi "sicuri" tracciati da passerelle provvisorie installate per consentire la manutenzione dei corpi illuminanti ed una minima accessibilità ai canali di areazione e climatizzazione della sala.

In merito al sistema di copertura su travi reticolari metalliche serve evidenziare le seguenti circostanze:

- Il Verbale di Collaudo non accenna alla presenza di travature metalliche in copertura
- Gli elaborati del progetto architettonico indicano una copertura in tegole prefabbricate a Y.
- Della struttura reticolare di copertura non è stato rinvenuto presso l'archivio alcun elaborato progettuale
- L'elaborato grafico proposto in **ALLEGATO 1.9** alla presente relazione è stato ricavato dal rilievo strutturale della travatura, nei limiti della limitata accessibilità e visibilità consentita dai percorsi provvisorie della intercapedine.
- L'effettiva geometria, la tipologia e condizioni d'uso delle unioni bullonate degli elementi di carpenteria non sono direttamente verificabili per intero a meno di prevedere specifici allestimenti provvisorie che consentano la completa accessibilità all'area di intercapedine di sottotetto

4 AZIONI DI CALCOLO SULLA COSTRUZIONE

Il controllo degli elaborati progettuali ha permesso di accertare le seguenti azioni di calcolo sulla costruzione.

COPERTURA DELLA SALA DELLE PISCINE

Peso proprio	100	daN/mq
Portati	100	daN/mq
Accidentali	100	daN/mq

COPERTURA PIANA DELLE UNITÀ STRUTTURALI ACCESSORIE

Peso proprio	250	daN/mq
Portati	100	daN/mq
Accidentali	400	daN/mq

TRIBUNE A SBALZO

Peso proprio	200	daN/mq
Portati	100	daN/mq
Accidentali	600	daN/mq

SOLAI DELLA SALA DELLE VASCHE

Peso proprio	350	daN/mq
Portati	100	daN/mq
Accidentali	500	daN/mq

SOLAI sp.12cm (soletta prefabbricata) = 100daN/mq (pesi propri) + 100daN/mq (portati) + 500daN/mq (accidentali)

SOLAI sp.20cm (soletta prefabbricata) = 200daN/mq (pesi propri) + 100daN/mq (portati) + 500daN/mq (accidentali)

5 RILIEVO GEOMETRICO

L'attività preliminare conoscitiva ed ispettiva ha affiancato al controllo visivo, documentato da rilievo fotografico (prodotto nelle tavole di **ALLEGATO 1.10**), il rilievo geometrico degli elementi strutturali ed il controllo comparato con i dati geometrici del progetto.

6 RILIEVO DEL QUADRO FESSURATIVO

Nell'ambito della Valutazione delle vulnerabilità tangibili si è proceduto ad un controllo del quadro fessurativo presente che, comparato con gli schemi statici ricavati dal rilievo geometrico strutturale e dalla indagine storico-critica delle strutture, può fornire indicazioni in merito alla individuazione di criticità lato calcestruzzo o acciaio degli elementi strutturali. I sopralluoghi presso la struttura **non hanno evidenziato** nelle parti in c.a. quadri fessurativi significativi riferibili a criticità statiche di capacità resistente degli elementi strutturali, né tantomeno ad eccessiva deformabilità dei solai o cedimenti differenziali tra unità strutturali e parti di esse.

In questo ambito, tuttavia, si ritiene opportuno segnalare due circostanze:

1. A livello interrato sono state riscontrate fasciature con fibre di alcuni pilastri di sostegno delle vasche
2. E' evidente la fessurazione orizzontale delle murature di tamponamento della sala delle vasche, caratterizzate da una elevazione di 10ml su una ampiezza di parete di circa 31ml.

6.1 Sulle fasciature con fibre di alcuni pilastri a piano interrato

Le fasciature con fibre riscontrate alla base di alcuni dei pilastri di sostegno delle vasche non trovano riscontro diretto, tra la documentazione di archivio, di commissione da parte della Amministrazione Comunale di Parma.

Non è pertanto nota la tipologia di fibre adottata e le motivazioni di tale intervento. I pilastri oggetto di trattamento, inoltre, nella elevazione del fusto, non presentano fessurazione alcuna.

Visionata la condizione di altri pilastri a piano interrato (livello -4.26m) si ritiene che la fasciatura alla base dei pilastri sia stata motivata dalla espulsione del calcestruzzo di copriferro negli spigoli, distacco verosimilmente avvenuto nei passati eventi sismici per mancanza di raffittimento delle staffature di cerchiatura in prossimità dell'innesto in platea.

Il particolare, poiché associato alla completa assenza di fessurazioni sia orizzontali che verticali lungo il fusto dei pilastri (di modesta elevazione per la funzione di sostegno delle vasche in c.a. delle piscine), a parere dello scrivente non è da ritenersi critico.



Figura 1: Condizioni dei pilastri di livello interrato: con fasciatura alla base e con distacco del copriferro in angolo

6.2 Sulla fessurazione orizzontale del muro di tamponamento

Le murature di tamponamento dei "lati corti" della sala delle vasche presentano altezza considerevole e fessurazione orizzontale ad interasse costante.



Figura 2: Vista della tribuna a sbalzo e della muratura di tamponamento perimetrale della sala delle vasche



Preso atto della rappresentazione grafica di tale muratura negli elaborati progettuali, in cui il tamponamento è indicato a doppia parete con intercapedine, senza tuttavia alcuna specifica in merito, si ritiene ragionevole riferire la fessurazione orizzontale a cordoli di irrigidimento. L'ampiezza della parete (31ml c.a.) suggerirebbe la necessità di nervature verticali di cui, tuttavia, non vi è riscontro negli elaborati progettuali e nelle fessure in parete.

In fase di valutazione della sicurezza, soprattutto in ambito sismico, si procederà ad una caratterizzazione stratigrafica della muratura in questione (benché annoverata tra gli elementi strutturali secondari ma di elevazione tale da essere rilevante per la incolumità pubblica e fruibilità in sicurezza dell'edificio) con verifica della presenza di elementi di rinforzo e riduzione della snellezza di parete.

7 CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI

La programmazione generale della campagna di indagini per la caratterizzazione delle prestazioni meccaniche dei materiali ha tenuto conto delle indicazioni di Circ. n.7/2019 nelle Tab. C.8.5.V e C.8.5.VI, per strutture in c.a. ed in carpenteria metallica, con riferimento al livello di conoscenza LC2, preso atto della consistenza del complesso strutturale (con superficie di circa 6.000mq). La consistenza dell'aggregato strutturale è, infatti, per livelli, la seguente:

⇒ Liv. -426	=	2.633mq
⇒ Liv. -150	=	694mq
⇒ Liv. +0.0	=	1.518mq
⇒ Liv. +2.65	=	694mq
⇒ Liv. +7.00	=	450mq
⇒ Liv. +10.30	=	1.974mq

Escludendo il livello 10.30, interessato dalla sola struttura metallica di copertura, si ottengono 5.989mq ossia circa 6000mq. Nel definire la modalità di svolgimento della campagna di indagini sui materiali è stata posta attenzione a:

- Quantità ed ubicazione dei punti di indagine (nel limite dell'ambito LC2)
- Approccio interpretativo dei risultati

Si è quindi previsto di combinare indagini distruttive con analisi non-distruttive in modo da meglio cogliere eventuali elementi di eterogeneità, con particolare riferimento alla caratterizzazione del calcestruzzo in opera.

In LC2 sono state quindi quantificate 40(6000*2/300) prove dirette su cls e 2x6=12 prelievi di barre d'armatura, oltre ad almeno due prove sugli elementi di carpenteria metallica della copertura e due sugli elementi di bulloneria.

Per quanto riguarda le prove su cls si è optato per 50% prove dirette, ossia 20 carotaggi, e 20x3 sonreb (di cui già 50 effettuate). Analogamente, per le barre d'armatura sono stati organizzati 6 prelievi e 18 prove indirette di durezza.

Le prove sulla carpenteria metallica e bulloneria sono state considerate come da tabella di C.8.5.VI.

Nell'ambito della valutazione speditiva delle vulnerabilità tangibili, si è ritenuto utile procedere alla immediata attivazione delle indagini non distruttive sulle parti in c.a. con effettuazione di prove SONREB.

Le SONREB sono state combinate con controlli pacometrici necessari per una ragionata ubicazione delle prove e per un contestuale controllo a campione della corrispondenza tra elaborati progettuali e stato dei luoghi.

Tavole grafiche di **ALLEGATO 1.11** evidenziano la ubicazione delle prove dirette programmate ed indirette effettuate in sede di indagine speditiva.

7.1 STRUTTURE IN C.A.

I controlli indiretti effettuati sui pilastri e sulle strutture di elevazione nei primi 4 livelli hanno evidenziato delle buone caratteristiche prestazionali dei calcestruzzi in opera, comparabili, ed in alcuni casi superiori, alle ipotesi progettuali di calcolo ed ai risultati di collaudo. In sede di indagine diretta si procederà alla correlazione (mediante indagini sovrapposte) dei dati "diretti" ed "indiretti" effettuando anche un controllo dei livelli di carbonatazione delle superfici in c.a. a vista.

In **ALLEGATO 1.12** alla presente relazione si produce tabella riepilogativa dei risultati di indagine sulle SONREB ubicate come da planimetrici di **ALLEGATO 1.11**

7.2 STRUTTURA METALLICA DI COPERTURA

La struttura metallica di copertura è stata rilevata con riferimento alle parti accessibili e ricavata nelle parti non direttamente accessibili (tra le quali le parti in sbalzo oltre l'allineamento dei pilastri).

La tipologia dell'acciaio di carpenteria e della bulloneria, entrambe zincate, verrà accertata nell'ambito della caratterizzazione meccanica dei materiali.

7.3 MURATURE DI TAMPONAMENTO

Come esposto in paragrafo 6.2, in fase di valutazione della sicurezza, soprattutto in ambito sismico, si procederà ad una caratterizzazione stratigrafica della muratura in questione (benché annoverata tra gli elementi strutturali secondari ma di elevazione tale da essere rilevante per la incolumità pubblica e fruibilità in sicurezza dell'edificio) con verifica della presenza di elementi di rinforzo e riduzione della snellezza di parete

8 VULNERABILITÀ TANGIBILI

8.1 ELEMENTI STRUTTURALI IN C.A.

Nessuna vulnerabilità tangibile in ambito statico è stata riscontrata nelle strutture in c.a. e nei solai in latero cemento delle 3 unità strutturali.

8.2 COPERTURA,

La efficacia del sistema strutturale è dimostrata dalla assenza di deformabilità della struttura reticolare, tale da garantire l'appoggio di elementi impiantistici e della struttura di appensione del controsoffitto metallico, senza necessità alcuna di regolazioni o aggiustamenti.

Delle travi reticolari di copertura non sono tuttavia note le condizioni delle unioni bullonate e le condizioni corrosione dei profili e/o della bulloneria per la impossibilità di ispezione della intera estensione del livello di copertura.

Il periodo di operatività delle travature insieme con l'aggressività dell'ambiente interno (sia per percentuale di umidità che per la presenza di cloro) contribuiscono al rischio di vulnerabilità, benché non direttamente tangibile.



Figura 3: Vista della intercapedine in copertura con travi reticolari, arcarecci e controventi di connessione delle travi, lastre di copertura, controsoffitto in lamiera fissato su telaio metallico di supporto in appensione alle travi e agli arcarecci di copertura, canalizzazioni impiantistiche fissate in appoggio al telaio di fissaggio del controsoffitto, passerelle di ispezione

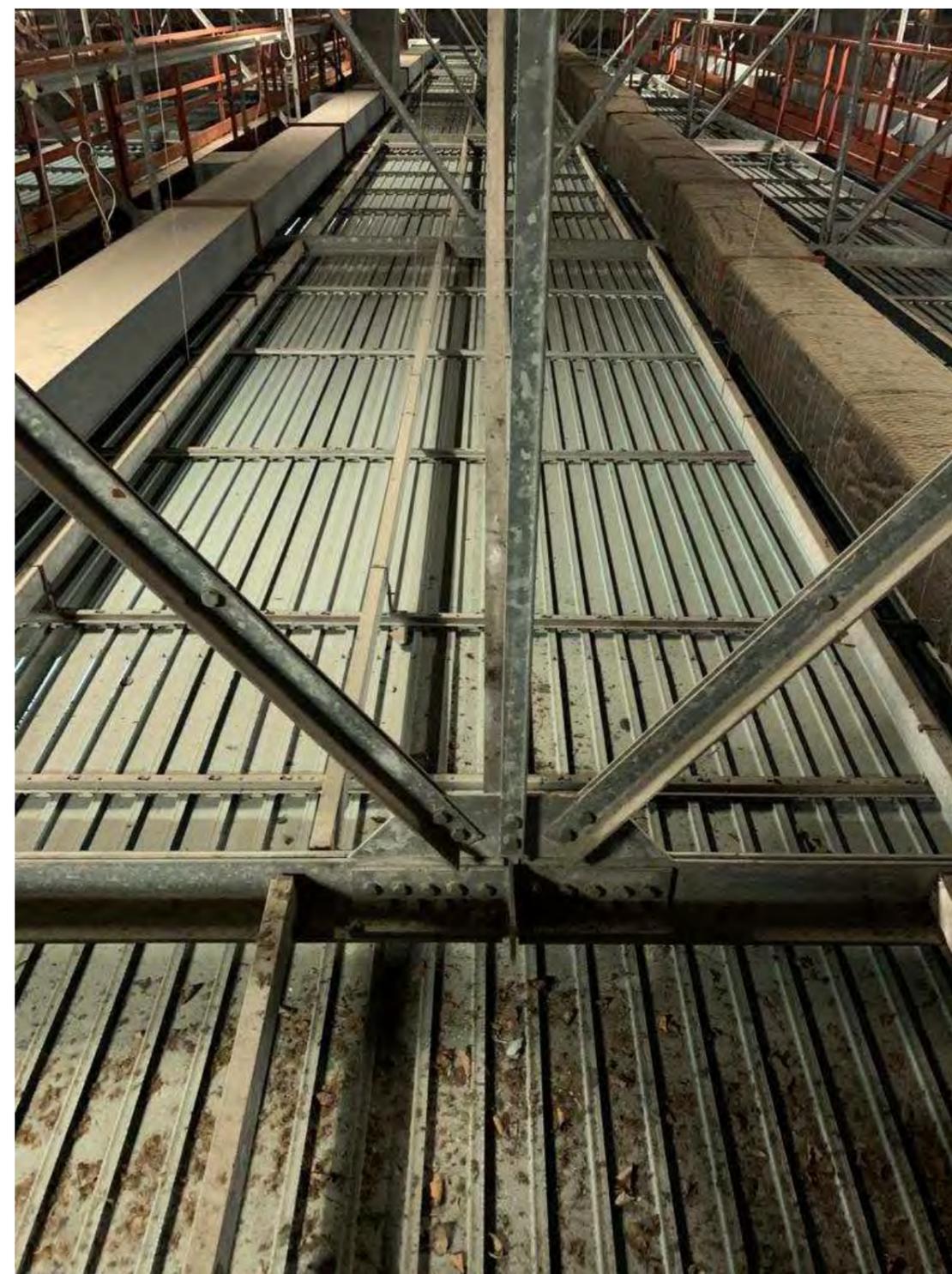


Figura 4: Tubolari del telaio di sostegno del controsoffitto in lamiera in appoggio sul lato del profilo al L accoppiato del tirante della reticolare

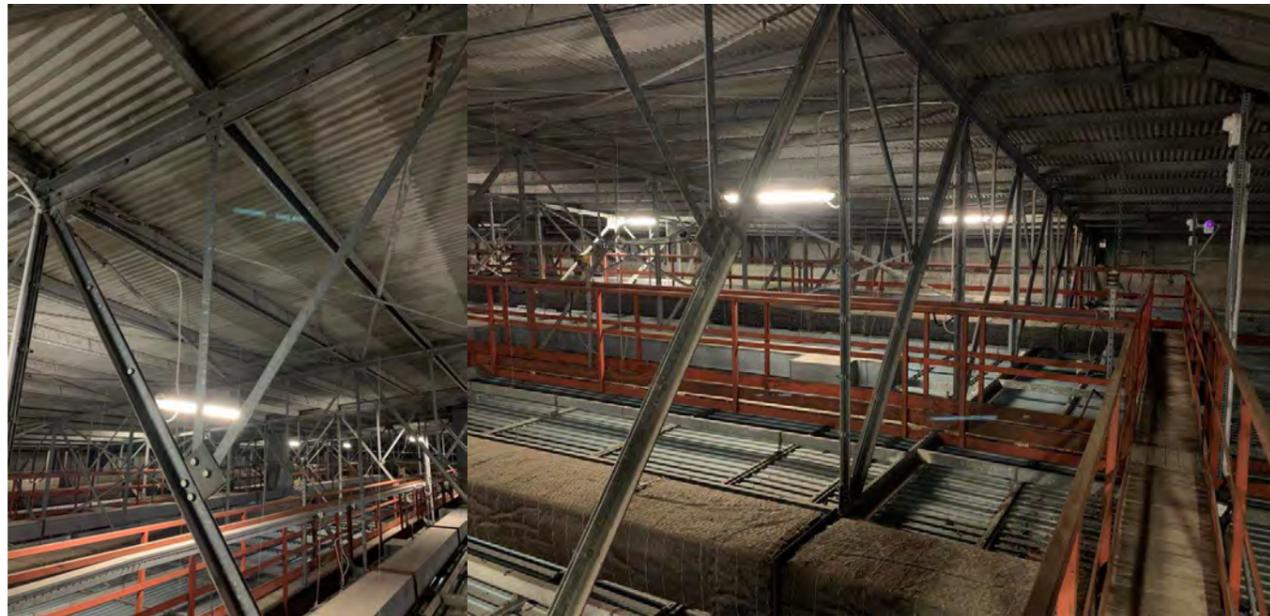


Figura 5: Viste della intercapedine di copertura



Figura 6: Criticità del sistema di fissaggio del controsoffitto



Figura 7: Criticità di accessibilità

8.3 CONTROSOFFITTO E CANALI IMPIANTISTICI A CONTROSOFFITTO

Il controsoffitto, insieme con le canalizzazioni impiantistiche di ricambio aria, rappresentano una vulnerabilità di elevata criticità per le seguenti motivazioni:

- Sistema costruttivo di fissaggio dei componenti;
- Elevata suscettibilità alla corrosione in ambiente umido dei componenti;
- Avanzato Livello di corrosione e degrado di alcuni elementi (pendini, lastre, piatti di supporto);
- Impossibilità di controllo complessivo del sistema per inibita accessibilità all'intera superficie di copertura;
- Assenza di sistemi provvisori che consentano l'accessibilità all'intera superficie di copertura;
- Natura dell'eventuale collasso: fragile-improvviso e sequenziale;

A seguire un riepilogo delle criticità più evidenti e ripetute.

1. Appoggio diretto di orditure metalliche secondarie ai profili metallici della struttura principale, con rischio di collasso per perdita di appoggio (condizioni sismiche o vento forte)
2. Elevata corrosione e degrado delle canalizzazioni in appoggio sulla struttura del controsoffitto
3. Distacco di alcune pendinature

A seguire, oltre alla evidenza fotografica delle criticità elencate si propone lo schema planimetrico della intercapedine di copertura con evidenza delle zone non accessibili.



Figura 8: Condizioni delle canalizzazioni ed accessibilità

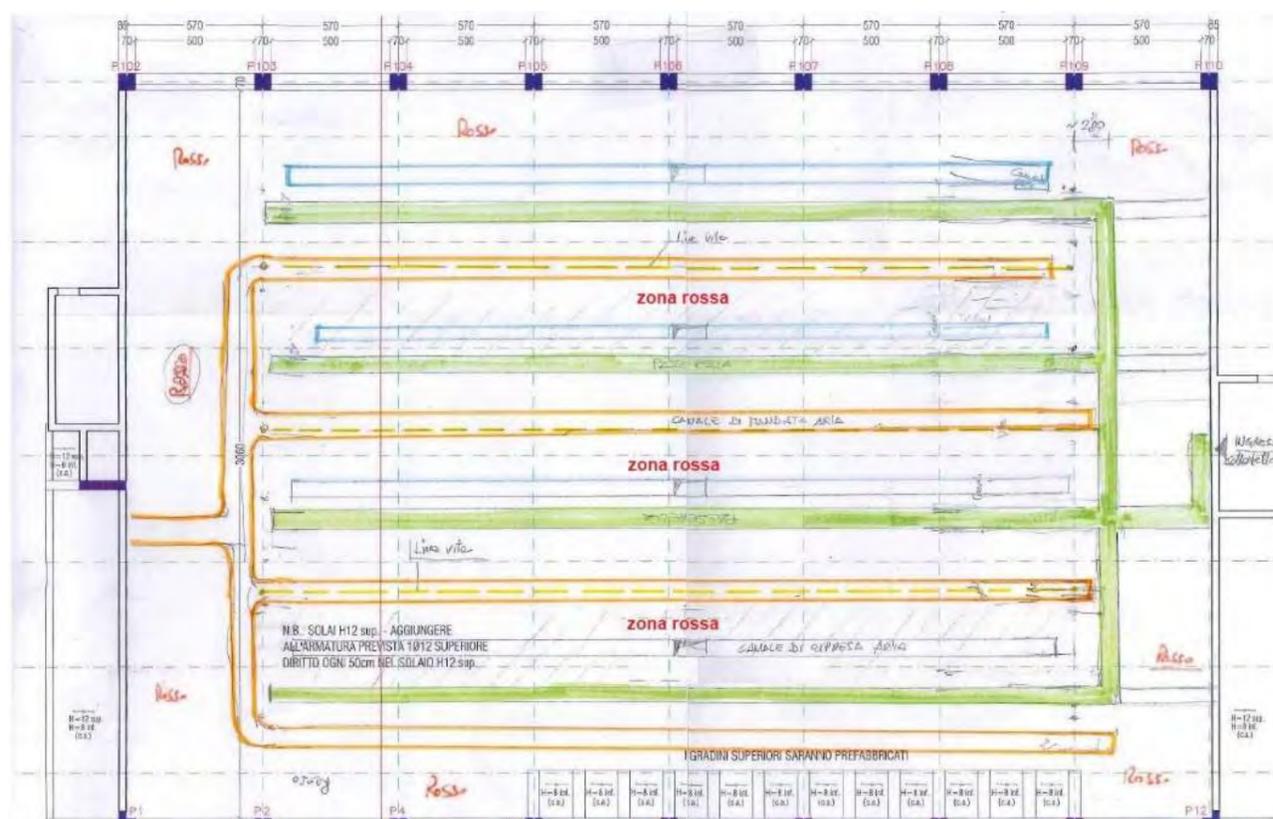


Figura 9: Zone "rosse" di NON Accessibilità nella intercapedine di copertura (in giallo le passerelle ed in verde di canali impiantistici)

Preso atto dello stato dei luoghi e delle vulnerabilità tangibili riscontrate, tali da inibire la fruibilità in sicurezza della struttura, si è valutata l'efficacia di un intervento di messa in sicurezza passivo per possa garantire le utenze da distacchi improvvisi di elementi di controsoffittatura.

Sentite ditte specializzate in controsoffittature di grandi luci si è ritenuto adeguato l'intervento di posa di rete di sicurezza, fissata ai montanti delle travi reticolari. La maglia della rete dovrà essere caratterizzata da ridotto peso proprio e resistenza adeguata al contenimento dell'intero peso della controsoffittatura, comprese canalizzazioni e telaio di supporto. Le specifiche della rete di contenimento dovranno essere paragonabili alla scheda tecnica prodotta in **ALLEGATO 1.13**. La modalità di fissaggio ai montanti delle travi reticolari dovrà essere valutato nell'ambito del progetto dell'intervento di messa in sicurezza.

8.4 TAMPONAMENTI,

Come esposto in paragrafo 6.2, l'elevazione significativa della parete e la conseguente elevata snellezza oltre alla ampiezza del fronte di tamponamento determinano la vulnerabilità per ribaltamento sotto azioni sismiche del tamponamento. L'elemento strutturale secondario verrà comunque analizzato in considerazione degli effetti indotti dalla sua instabilità sulla fruibilità in sicurezza dell'impianto sportivo. La vulnerabilità indicata è tuttavia di carattere sismico, in condizioni statiche l'elemento strutturale presenta caratteristiche tali da rispondere alle azioni di tipo verticale (riferibili di fatto al peso proprio di parete ed ai permanenti portati del rivestimento) attive su di esso.

8.5 SERRAMENTI

L'elevazione dei telai in alluminio della parete vetrata (di altezza pari a 10ml, come le murature di tamponamento dei lati corti della vasca), l'ampiezza delle specchiature vetrate (comprese tra i pilastri in c.a. di appoggio della struttura di copertura) e la natura del vetraggio presente (con vetri non certificati di sicurezza) giustifica la vulnerabilità della parete vetrata ad azioni sismiche orizzontali.

Come per la muratura di tamponamento, il distacco del telaio metallico della parete vetrata o la rottura delle parti vetrate, pur non determinante per la resistenza e deformabilità del telaio principale, ne compromette la operatività, configurandosi come elemento di rischio per la fruibilità in sicurezza dell'impianto.

8.6 TRIBUNA A SBALZO

L'accesso alla documentazione di archivio ha permesso di accertare le scelte costruttive e dimensionali adottate per la realizzazione della tribuna a sbalzo. Il controllo visivo dello stato dei luoghi insieme con:

- Lo studio del dimensionamento strutturale di progetto (elaborati prodotti in **ALLEGATO 1.14**)
- La coerenza tra azioni di progetto ed uso effettivo;
- La modalità di prova e risultante ottenute dalle due prove di carico datate 1990 e 2010;

Permette di confermare la assenza di vulnerabilità tangibili in ambito statico riferibili alla tribuna a sbalzo.

8.7 SOLAI DELLA GALLERIA DI LIVELLO +7.00m

I solai delle gallerie a quota +7.00m e +2.65m sono realizzati con soletta prefabbricata in c.a. sp.20cm in appoggio su selle in c.a. gettate in opera, realizzate in corrispondenza dei pilastri principali di sostegno della copertura e dei pilastri delle strutture di 3° stralcio. Il solaio è di fatto assimilabile ad una copertura a tegoli prefabbricati in appoggio su strutture di elevazione differenti. Per tale ragione l'elemento presenta una elevata criticità per perdita di appoggio in condizioni sismiche. Questa modalità di connessione sarà oggetto di verifiche dettagliate e definizione di soluzioni strutturali alternative che possano garantire compensazione tra i due telai e sicurezza del solaio.

8.8 DEGRADO DELLE PARTI IN C.A. A CONTATTO CON VAPORI DI CLORO

A piano interrato (livello -4.26m), in corrispondenza dei locali tecnici è stato riscontrato in elevato degrado delle parti in c.a. per carbonatazione del calcestruzzo e corrosione dei ferri esposti. Il fenomeno è enfatizzato da:

- Le condizioni ambientali di elevata umidità e presenza di cloro (stoccato in contenitori) e scarsa ventilazione;
- Assenza di rivestimento delle parti strutturali

Sulle armature a vista sono state rilevate tracce di passati interventi di protezione delle armature con prodotti a base di malta idraulica monocomponente rialcalinizzante anticorrosiva senza tuttavia completare il procedimento con la ricostruzione delle parti di calcestruzzo mediante applicazione di malta idraulica antiritiro con effetto tixotropico.

Ciò malgrado non sono state riscontrate fessurazioni e deformabilità significative sulle travi sui campi di solai ad esse riferiti. Per queste zone dovranno essere comunque previsti interventi di ripristino e protezione delle parti in c.a., eventualmente combinandoli con le lavorazioni di rinforzo emerse dalla analisi statica e dinamica.



Figura 10: Degradamento per carbonatazione e corrosione delle parti in c.a. a vista nei locali tecnici di piano interrato

9 CONCLUSIONI

A conclusione delle prime valutazioni sulle unità strutturali è possibile affermare:

- L'assenza di vulnerabilità tangibili per azioni statiche:
 - delle parti strutturali in c.a. delle unità strutturali del complesso edilizio;
 - della tribuna a sbalzo.
- La possibile presenza di vulnerabilità per azioni statiche riferibili alle unioni bullonate degli elementi di carpenteria metallica della struttura di copertura della unità strutturale principale, con particolare riferimento alle parti a sbalzo in esterno non direttamente ispezionabili;
- Vulnerabilità tangibili per azioni statiche su elementi strutturali secondari, quali:
 - Lastre metalliche di controsoffittatura della sala delle vasche;
 - Telaio di supporto delle lastre di controsoffittatura della sala delle vasche;
 - Canalizzazioni metalliche di climatizzazione ed areazione della sala delle vasche;
 - Pendinature di sostegno del sistema di controsoffittatura e delle canalizzazioni impiantistiche;

In particolare, la estensione e natura delle vulnerabilità tangibili riscontrate sul sistema di controsoffittatura è tale da non consentire la fruibilità in sicurezza della sala delle vasche a meno di approntare un intervento di messa in sicurezza del sistema di controsoffittatura

10 ALLEGATI

ALLEGATO 1.1	Relazione geologico-geotecnica e a firma del Dott. Geol. Enrico Paniceri
ALLEGATO 1.2	Collaudo delle strutture del 20.3.1978 a firma dell'Ing Giovanni Condorelli
ALLEGATO 1.3	Verbale di Prova di Carico della tribuna a firma Ing. Giancarlo De Lisi - 1990
ALLEGATO 1.4	Rapporti di prova 3246 e 3247 del Laboratorio Geotecnologico Emiliano
ALLEGATO 1.5	Elenco elaborati recuperati in Archivio Comunale
ALLEGATO 1.6	Planimetria di organizzazione delle unità strutturali
ALLEGATO 1.7	Planimetria delle fondazioni
ALLEGATO 1.8	Planimetrie delle strutture di elevazione
ALLEGATO 1.9	Rilievo strutturale della trave reticolare di copertura
ALLEGATO 1.10	Rilievo fotografico
ALLEGATO 1.11	Ubicazione delle prove dirette programmate ed indirette effettuate sulle parti in c.a.
ALLEGATO 1.12	Tabella riepilogativa dei risultati delle prove indirette effettuate
ALLEGATO 1.13	Scheda tecnica della rete di contenimento della copertura
ALLEGATO 1.14	Elaborati progettuali della tribuna

Parma, 9 dicembre 2020

IL TECNICO

Ing. Rosaria Ragazzini



COMUNE DI PARMA - PISCINA COPERTA - VIA ZAROTTO

RELAZIONE GEOTECNICA

STUDIO DEI TERRENI INTERESSATI DALLE FONDAZIONI

L'AREA OGGETTO DI RICERCA È UBICATA A SUD EST DELLA CITTÀ DI PARMA IN LOCALITÀ CASTELLETTO.

ESSA PRESENTA MORFOLOGIA PIANEGGIANTE ED I TERRENI CHE VI AFFIORANO APPARTENGONO ALLE ALLUVIONI CONTINENTALI DEL QUATERNARIO.

DATA L'IMPORTANZA DELLE COSTRUZIONI PREVISTE L'INDAGINE È STATA CONDOTTA PER MEZZO DI UNA SERIE DI N.3 SONDAGGI ESPLORATIVI CON CAMPIONATURA E DA UNA SERIE DI N. 6 PROVE PENETROMETRICHE CON PENETROMETRO STANDARD DINAMICO.

L'UBICAZIONE DELLE PROVE ESEGUITE È RAPPRESENTATA SULLA PLANIMETRIA ALLEGATA.

L'ANALISI DEI CAMPIONI PRELEVATI DAI SONDAGGI, LE CUI PROFONDITÀ VARIANO DAI 17 AI 21 METRI HANNO MESSO IN EVIDENZA UNA CERTA UNIFORMITÀ STRATIGRAFICA.

LA STRATIGRAFIA RICAVATA DIMOSTRA CHE DOPO UNO STRATO DI 2-3 METRI DI TERRENO DI RIPORTO, ESISTE UNA ALTERNANZA DI SEDIMENTI PREVALENTEMENTE ARGILLOSO-LIMOSA, CON NOTEVOLE PERCENTUALE DI SOSTANZA ORGANICA (FANGHI DI ORIGINE PALUSTRE), LA CUI COMPATTEZZA AUMENTA CON LA PROFONDITÀ, IN RELAZIONE AI TEMPI DI SEDIMENTAZIONE E AI CARICHI; QUESTA CONSISTENZA È TUTTAVIA FUNZIONE DELLA PERCENTUALE DI UMIDITÀ CHE È SEMPRE RELATIVAMENTE ALTA.

ALLA BASE DEI DEPOSITI ARGILLOSO LIMOSI È PRESENTE UN SEDIMENTO CLASTICO GHIAIOSO COMPATTO.

NEI SONDAGGI N. 1 E N. 3 LE GHIAIE SI TROVANO ALLA PROFONDITÀ DI CIRCA METRI 13,5; NEL SONDAGGIO N. 2 INVECE LE STESSE PUR INIZIANDO A METRI 14 PRESENTANO UN INTERSTRATO ARGILLOSO LIMOSO SABBIOSO DI METRI 2,5, DA M.15 A M.17,5.

I SEDIMENTI GHIAIOSI SONO INTERESSATI DA UNA FALDA ACQUIFERA IN PRESSIONE LE CUI ACQUE ATTRAVERSO I FORI DEI SONDAGGI SONO RISALITE A -1 METRO DAL PIANO DI CAMPAGNA.

IL CALCOLO DEI CARICHI AMMISSIBILI OTTENUTO MEDIANTE I DATI DI LABORATORIO RICAVATI DALLE ANALISI SUI CAMPIONI INDISTURBATI E QUELLI OTTENUTI DALLO STUDIO DELLE PROVE PENETROMETRICHE (ALLEGATE), HA PERMESSO DI RICAVARE I SEGUENTI DATI:

DA M. 0	A M. 3	PORTANZA NULLA
DA M. 3	A M. 5	0,3 - 0,5 Kg/cm ²
DA M. 5	A M. 7,5	1,0 - 1,2 Kg/cm ²
DA M. 7,5	A M. 9	2,0 - 2,2 Kg/cm ²
DA M. 9	A M. 13	2,5 - 3,0 Kg/cm ²

VALORI SUPERIORI A 3 Kg/cm² SONO PROPRI DELLO STRATO GHIAIOSO. SI DEVE TENERE IN CONSIDERAZIONE CHE OLTRE ALLA FALDA IN PRESSIONE NELLE GHIAIE, ESISTE UNA INFILTRAZIONE DI ACQUA ATTRAVERSO GLI INTERSTRATI LIMOSI E SABBIOSI. QUESTE ACQUE DETERIORANO LE PROPRIETÀ MECCANICHE DEI TERRENI DIMINUENDONE LE CAPACITÀ PORTANTI, IN PARTICOLARE QUALORA QUESTI VENGANO RIMANEGGIATI CON SCAVI CIÒ È STATO DIMOSTRATO DURANTE I SONDAGGI E CONSIGLIA DI ADOTTARE PER I CARICHI SUDDETTI E RIFERENTISI AI LIMI ED ALLE ARGILLE UN QUOZIENTE DI SICUREZZA 2.

L'ESAME DELLA SITUAZIONE STRATIGRAFICA, LITOLOGICA E MECCANICA DEI TERRENI PRESENTI, SCONSIGLIA LA POSA DI FONDAZIONI CON CARICHI ELEVATI (QUALI I PILASTRI PORTANTI LA COPERTURA) SUI TERRENI ARGILLOSI LIMOSI.

PALI FRANKI E FONDAZIONI

Società per Azioni - Capitale Sociale 150.000.000
VIA EMILIA, 34 - GENOVA - Telef. 863.541
Cas. Post. 1732 - Telegr.: PALIFRANKI - GENOVA

MILANO - VIA P. COSSA, 2
Telef. 799.019
Telegr.: PALIFRANKI - MILANO
ROMA - VIA G. D'AREZZO, 16
Telef. 855.867
Telegr.: FRANKISUD - ROMA

20122 Milano, 5 Giugno 1972

UFFICIO DI MILANO
VIA PIETRO COSSA, 2 - TELEF. 799.019

Spettabile Impresa
GHIDINI ORIBIO & C. s.n.c.
Via Maestri, 4
43100 - PARMA

MF/a

PALI FRANKI PER UNA PISCINA A PARMA

Vi descriviamo brevemente l'esecuzione dei pali Franki che Vi abbiamo proposto per le fondazioni della piscina di Parma.

" Il tubo è infisso senza asportazione di terreno mediante la battitura di un maglio che agisce su un tappo di ghiaia formato alla estremità inferiore del tubo stesso. (Tale metodo di affondamento permette di valutare la solidità del banco di appoggio raggiunto).

Si ritira di un poco il tubo, si espelle il tappo e si inizia la formazione della base; si gettano nel tubo piccole quantità di calcestruzzo appena umido continuando a battere con il maglio: il calcestruzzo è costretto ad uscire al fondo del tubo formando una espansione al piede del palo e compattando il più possibile il terreno di appoggio.

Il fusto del palo viene poi eseguito introducendo nel tubo calcestruzzo normale nel mentre viene ritirato il tubo stesso.

Alla quota voluta si introduce nel tubo la gabbia di armatura e si continua poi la normale formazione del fusto."

Restiamo a Vostra disposizione e Vi inviamo i nostri più distinti saluti.

PALI FRANKI e FONDAZIONI S.p.A.
MILANO

PER QUESTI TIPI DI FONDAZIONE PERTANTO SI CONSIGLIA DI APPOGGIA-
LE STESSE SU PALI.

IL NUMERO DEI PALI, IL LORO DIAMETRO E LA PROFONDITÀ SARANNO
CALCOLATI IN FUNZIONE DEI CARICHI, TENENDO CONTO DEGLI INDICI
RIPORTATI NELLE STRATIGRAFIE.

DOTT. CARLO VERGIATI

DOTT. ENRICO PANICIERI

PARMA 2 / 5 / 72



RELAZIONE E PREVENTIVO DI SPESA PER LA PALIFICAZIONE

DEL? TERRENO DI VIA ZAROTTO.-

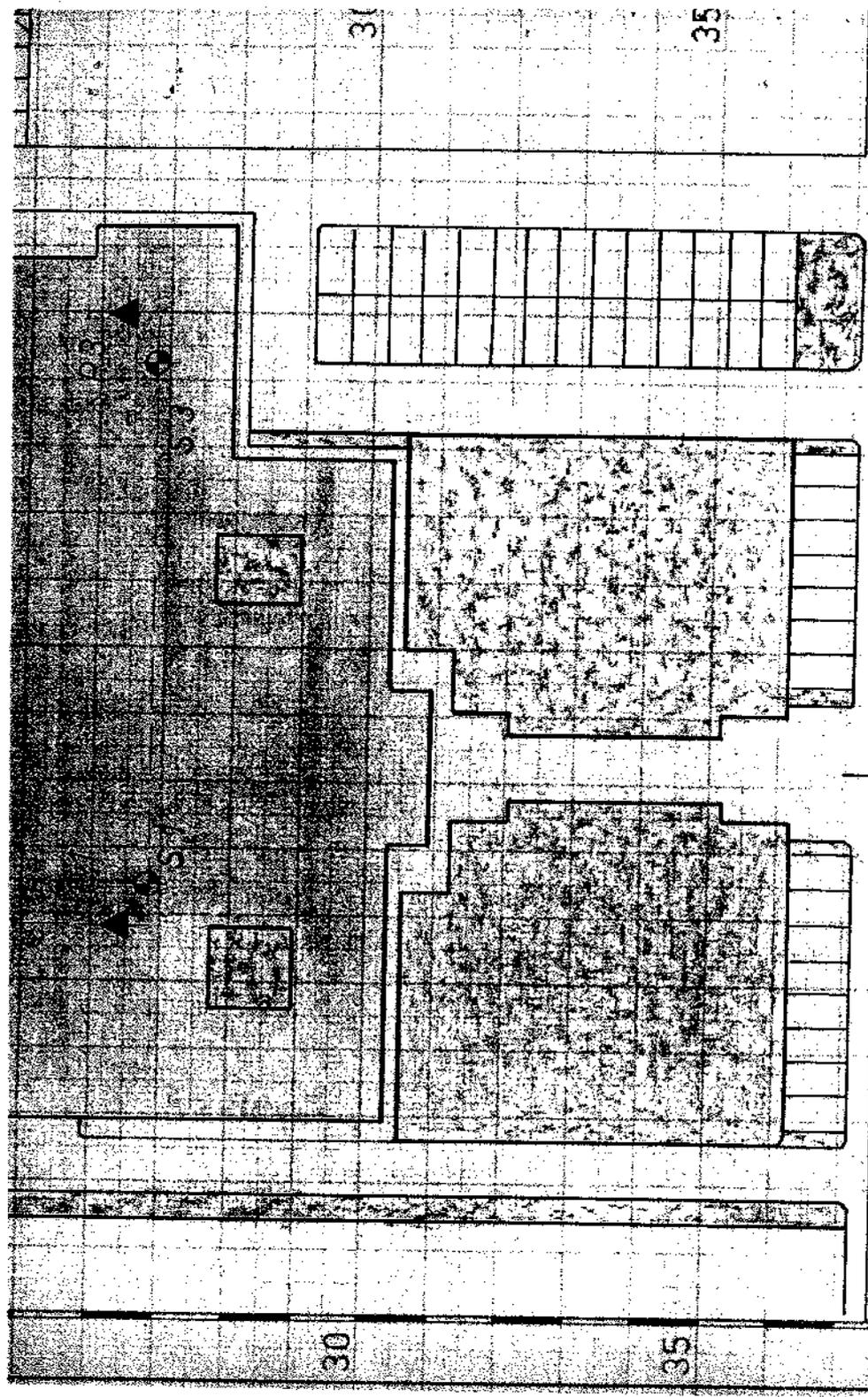
Nel terreno dove dovrà sorgere il fabbricato della nuova piscina coperta di Via Zarotto, sono state fatte indagini e prove penetrometriche e dinamiche.-

Dai risultati dei sondaggi si riscontra che le stratificazioni limose situate immediatamente al disopra della ghiaia sono poco consistenti, e ciò ~~giustifica la necessità che i pali raggiungano la ghiaia sottostante.~~

Altri dati sono emersi dalla relazione geotecnica, come il fatto che negli strati superiori si presentino filtrazioni provenienti dalla falda sottostante, insieme alla scarsa consistenza dello strato ricoprente la ghiaia, ^{per lo più} diminuisce la capacità portante degli strati superiori, soprattutto nel tempo.

Altro fattore riscontrato è dato dal fatto che la superficie del banco di ghiaia non sia a profondità costante, anzi in alcune zone non sia continuo, ma presenti, dopo un breve passaggio di ghiaia, un altro interstrato argilloso poco consistente prima del banco continuo, ^{con} ~~si consegue la necessità di ridurre il minimo la resistenza all'infissione per poter raggiungere con sicurezza la ghiaia continua.~~ ^{la necessità di palificare il terreno} ~~la~~ ^{e la stabilità del fabbricato}

Oid premesso, al fine di una migliore utilizzazione della palificazione si propone di impiegare un tipo di palo che mediante l'infissione senza estrazione di terreno con un elemento preferibilmente cilindrico registri nel modo più netto possibile in ogni zona l'incremento di resistenza di punta che si verifica all'entrata nel banco di ghiaia e che mediante una espansione di base con conseguente compattamento della ghiaia circostante e sottostante assicuri la portata nel tempo mediante la sola resistenza di base.-



Via Zarotto

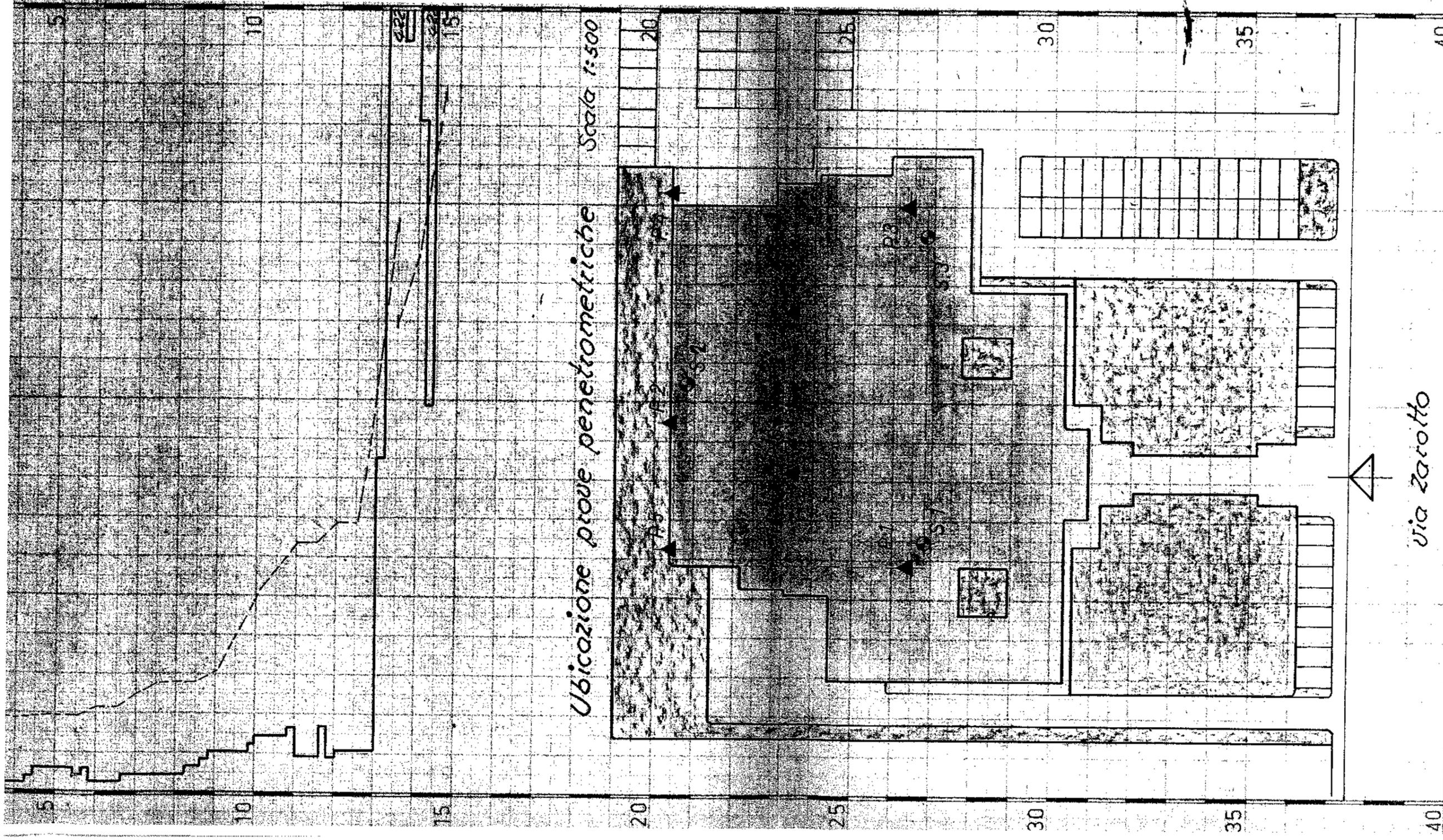
DATA : 15 Giugno 72

OPERATORE : Oggiano

PENETROMETRO TIPO OLANDESE \varnothing 35 mm.
 — RESISTENZA ALLA PUNTA (Rp) Kg./cmq.
 • RESISTENZA DI ATTRITO LOCALE (Ra) Kg./cmq.
 — — — RESISTENZA TOTALE (Rt) Kg.

NOTE :

▲ ● Prove penetrometriche Statiche Sondaggi



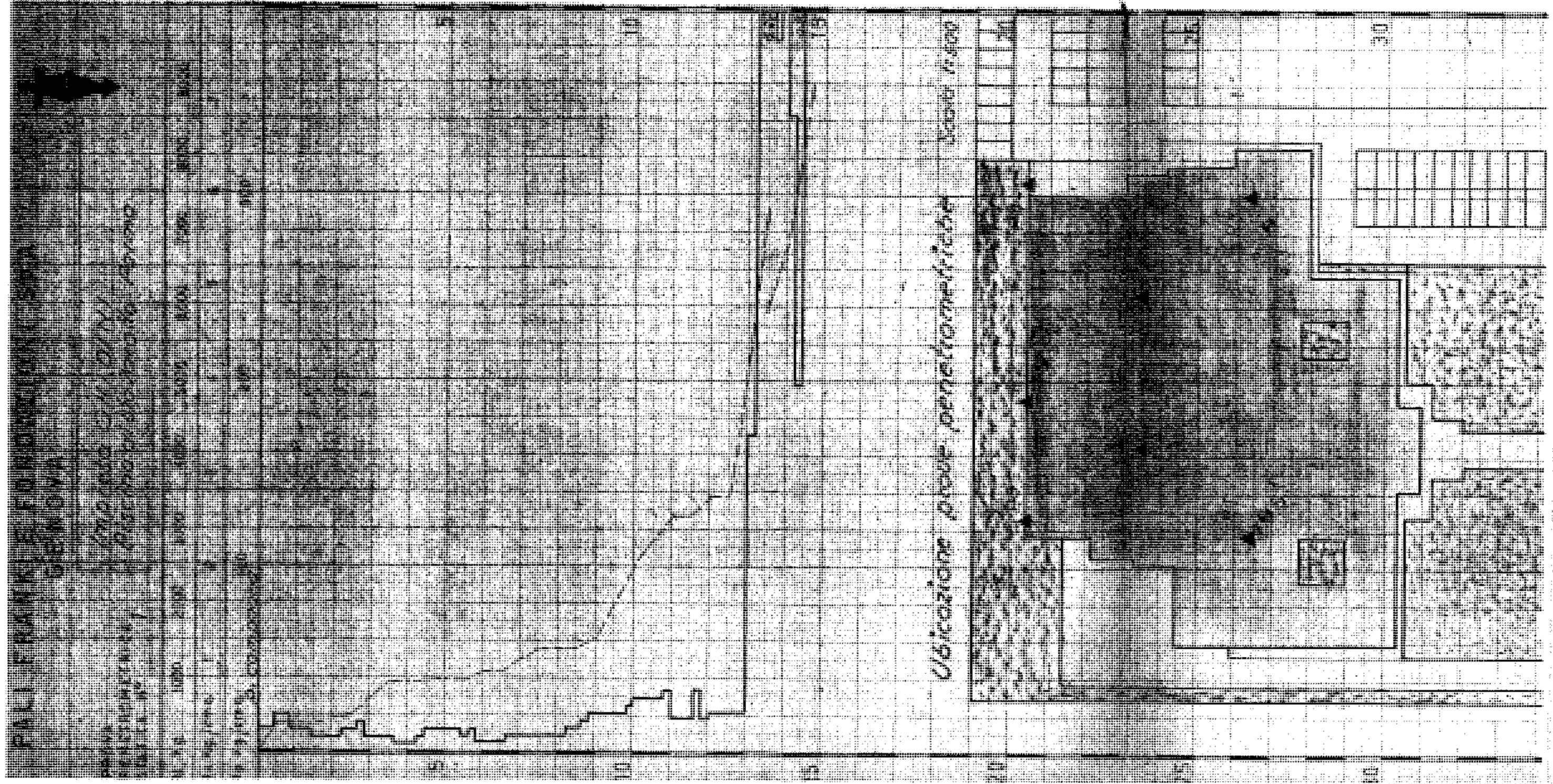
Ubicazione prove penetrometriche Scala 1:500

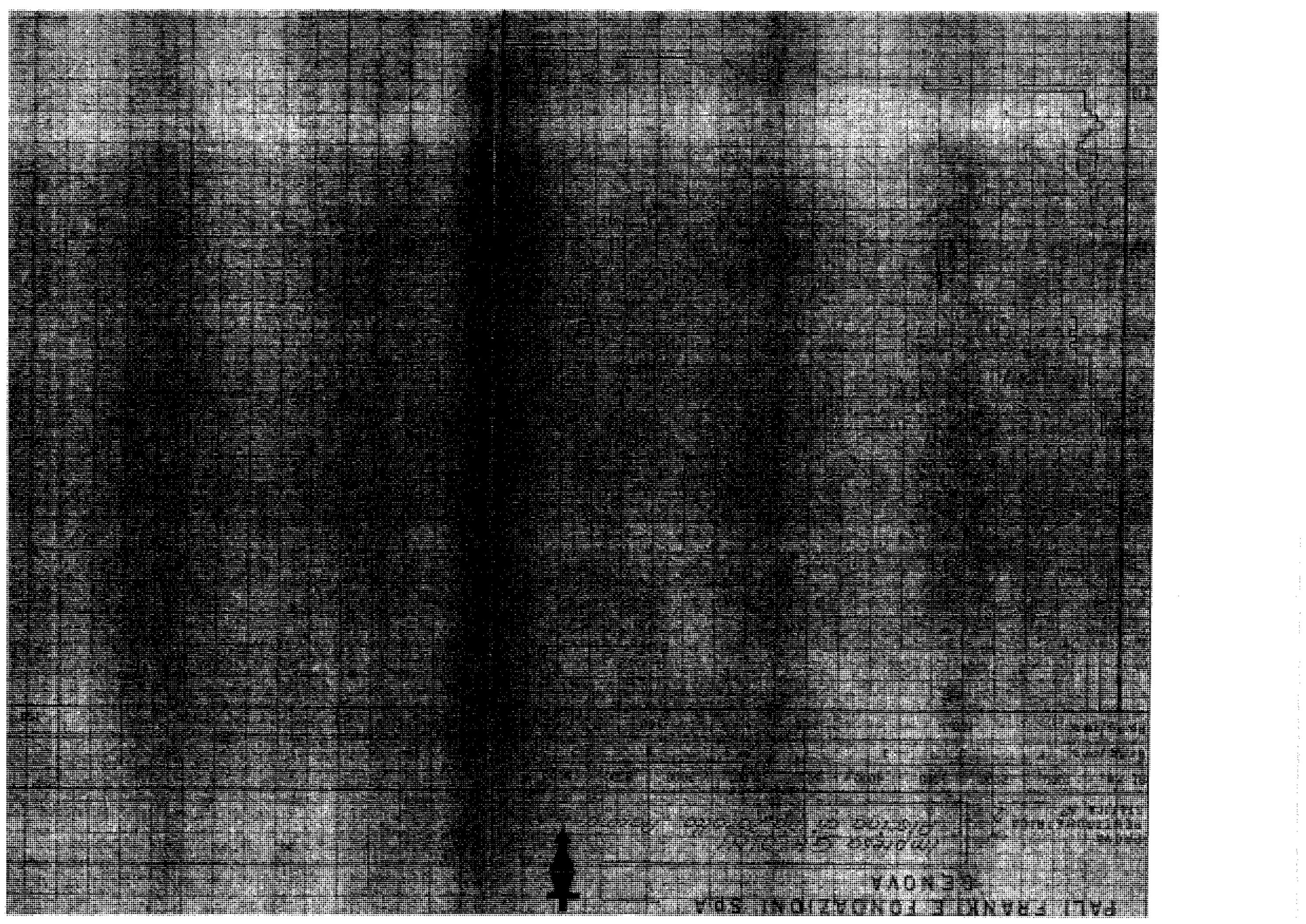
Via Zarotto

DATA : 15 Giugno 72
 OPERATORE : Oggiano
 PENETROMETRO TIPO OLANDESE Ø 35 mm.
 RESISTENZA ALLA PUNTA (Rp) Kg/cm²
 RESISTENZA DI ATRITO LOCALE (Ra) Kg/cm²
 RESISTENZA TOTALE (Rt) Kg.

NOTE :

▲ ● Prove penetrometriche Statiche
 ◆ ○ Sondaggi





FALL FRANKIE FOUNDATION SDA
BENNY

THE
NATIONAL
ASSOCIATION
OF
METHODIST
CHURCHES



COMUNE DI PARMA PISCINA COPERTA VIA ZAROTTIO
SONDAGGIO N. 2

11.10.74

TERRENO DI RIPORTO

2.50

LIMI GIALLASTRI POCO CONSISTENTI

5.40

FANGHI PALUSTRI ARGILLOSI
E LIMOSI GRIGI POCO CONSISTENTI

8.00

ARGILLA PALUSTRE AZZURRA E
GRIGIA CON ALGHE E CONCREZIONI
CALCAREE-MEDIAMENTE CONSISTENTE

10.00

ARGILLE GRIGIE COMPATTE CON
CONCREZIONI CALCAREE

12.00

LIMI SABBIOSI INCONSISTENTI
PER L'ALTA UMITA'

13.00

LIMI ARGILLOSI BRUNI POCO
CONSISTENTI

14.00

GHIAIE E CIOTTOLI

15.00

SABBIA FINE GIALLASTRA LEGGERMENTE
ARGILLOSA POCO CONSISTENTE PER UMITA' ALTA

16.50

LIMI ARGILLOSI SABBIOSI BRUNI
CON CIOTTOLI E GHIAIETTO

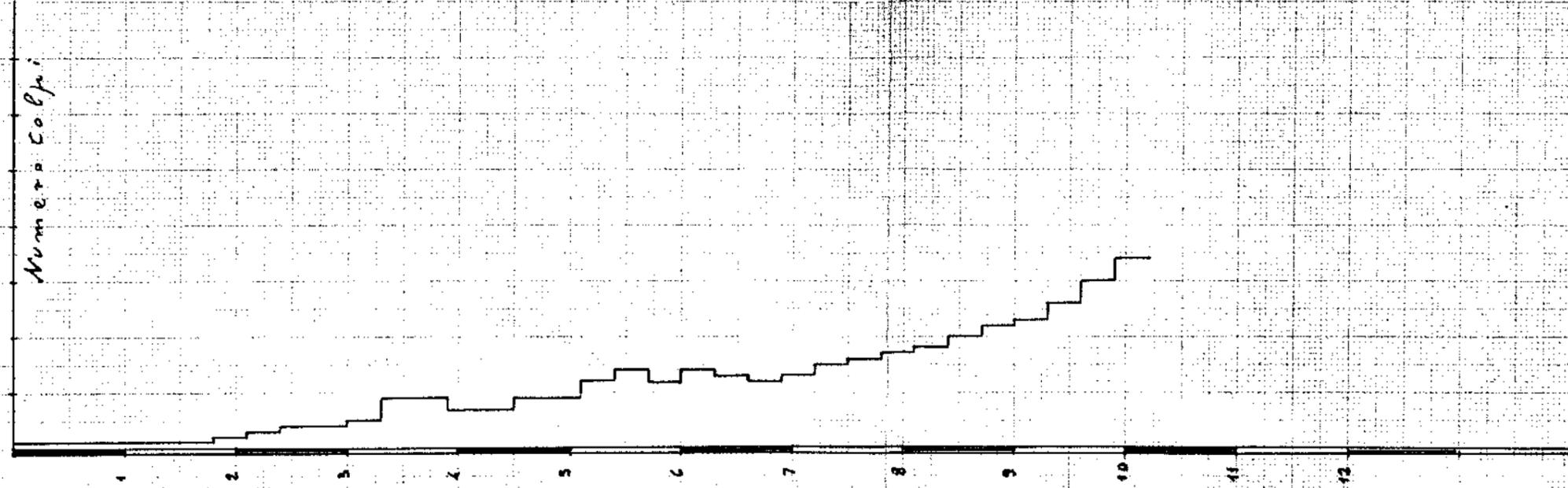
17.50

GHIAIO FINO A 21 METRI

18.00

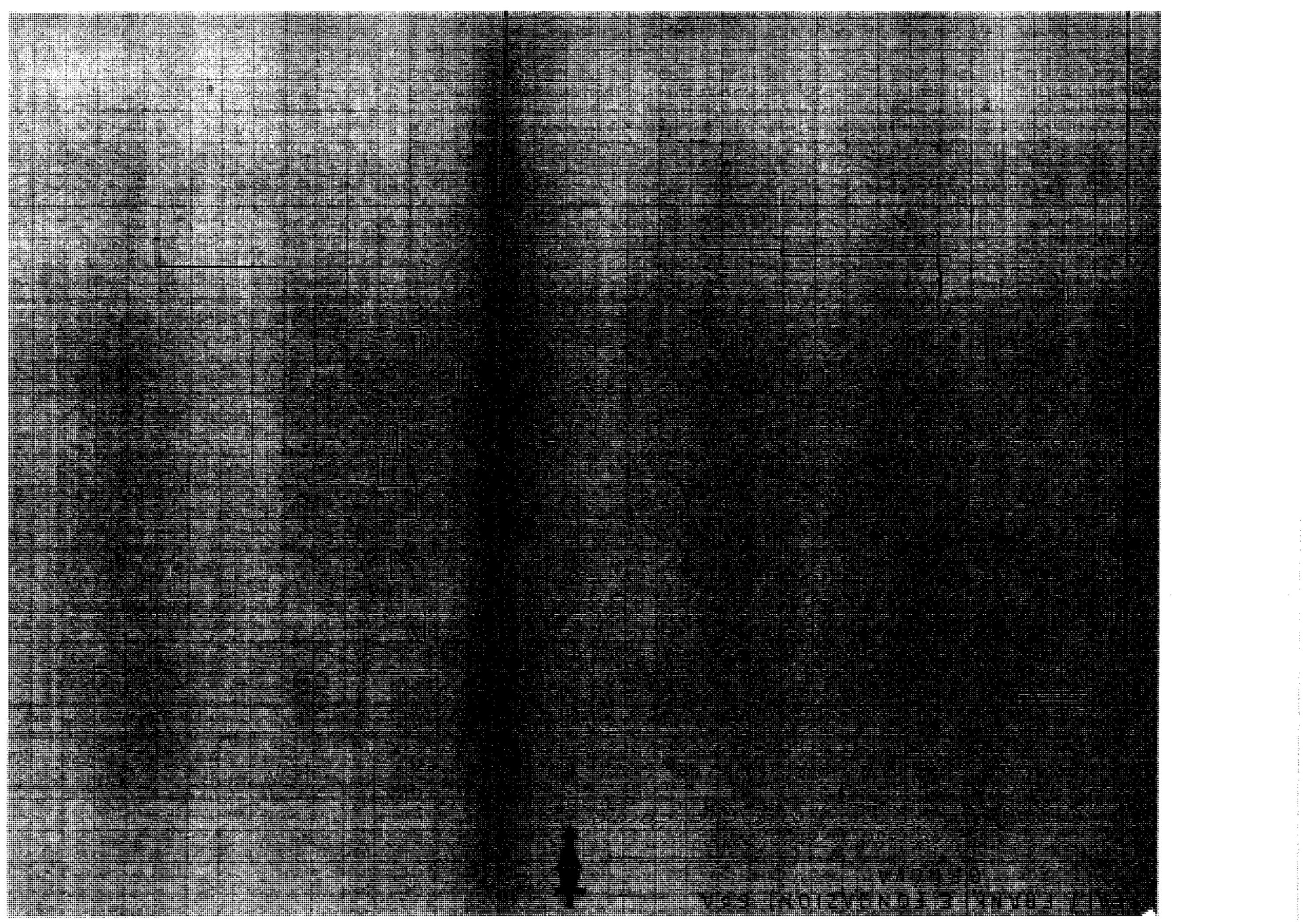
PROVA PENETROMETRICA N. 2

Numero Colpi



Ugoletti
Spina

300 ACQUA



30
35
40

30
35
40

DATA: 8 Giugno 72
OPERATORE: Oggiano

PENETROMETRO TIPO OLANDESE ϕ 35 mm.
— RESISTENZA ALLA PUNTA (Rp) Kg/cm².
• RESISTENZA DI ATRIBITO LOCALE (Ra) Kg/cm².
--- RESISTENZA TOTALE (Rt) Kg.

Rp
Ra

NOTE:

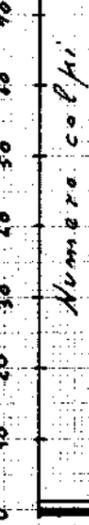
*Prova eseguita con anello allargatore ϕ 46 mm.
a metà della prima asta dopo la punta.*

COMUNE DI PARMIA PISCINA COPERTA VIA CAROTTO

SONDAGGIO N. 1

PROVA PENETROMETRICA N. 1

Numero colpi



RIPORTO

ARGILLE LIMOSO-SABBIOSE CON
TROVANTI - INCONSISTENTI

0,3 20°

1,8

30

FANGHI GRIGI CON MOLTE SOSTANZE ORGANICHE E CONCREZIONI

0,5

1,8

30

FANGHI GRIGI LIMOSO ARGILLOSI
POCO CONSISTENTI

0,5 24°

30

ARGILLE GRIGIE PALUSTRI CON
SOSTANZE ORGANICHE MEDIAMENTE
COMPATTE

0,9 23°

1,9

31

ARGILLE GRIGIE COMPATTE
CON CONCREZIONI CALCEEE

1,1

1,95

ARGILLE PALUSTRI COMPATTE
ARGILLE LIMOSE ORTIGIE E
GIALLASTRE MEDIAM. CONSISTENT

1,0 23°

1,95

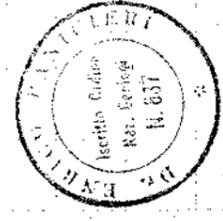
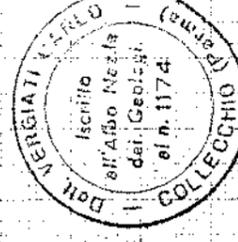
LIMI GIALLASTRI POCO CONSISTENTI PER UMIDITÀ ALTA

0,3 25°

CHIARA COPERTA DA CON
ACQUA IN PRESSIONE

300

AROGIA



Carlo Buffi

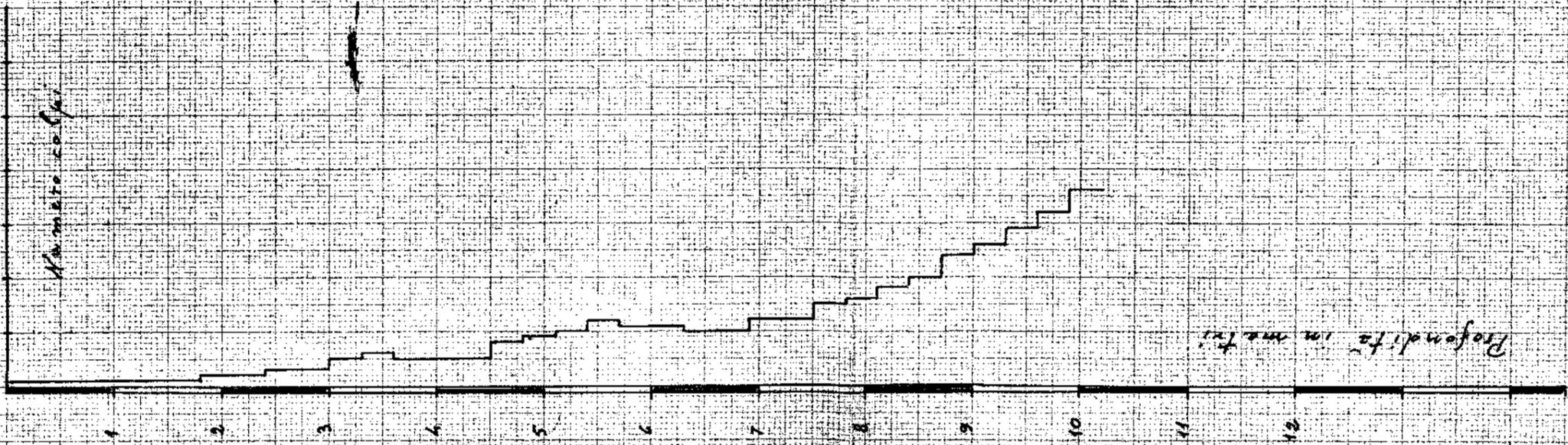
UGOLOTTI ADRIANO

SONDAGGI GEOSTATICI PROVE PENETROMETRICHE
33030 Buslicanova (PR) - Tel. (0521) 65900

COMUNE DI PARMA | PISCINA COPERTA | VIA ZAROTTO

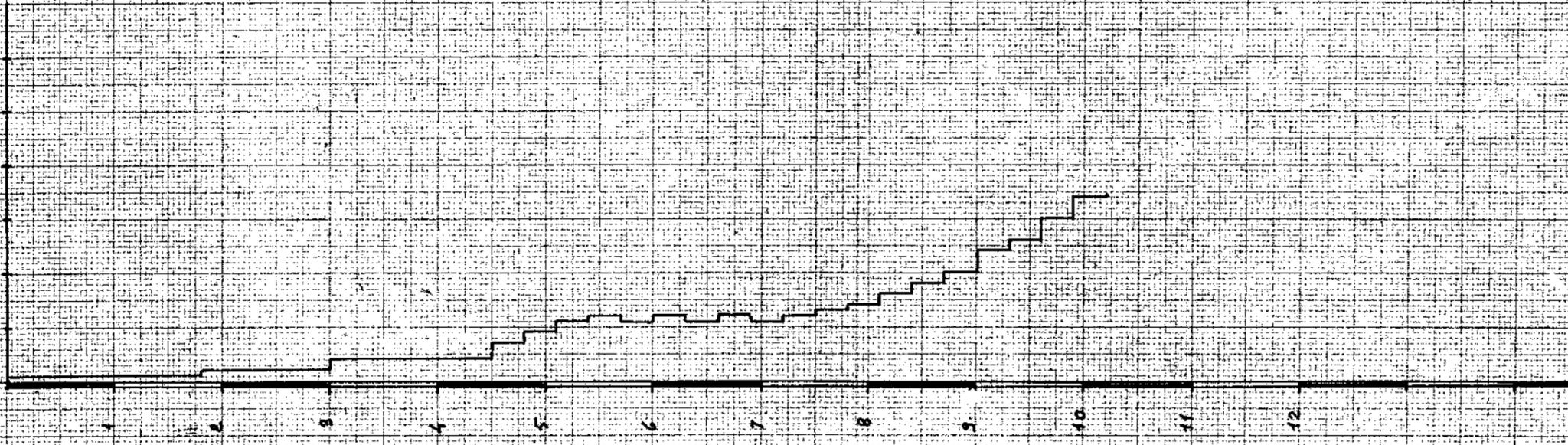
PROVA PENETROMETRICA N. 4

0 10 20 30 40 50 60



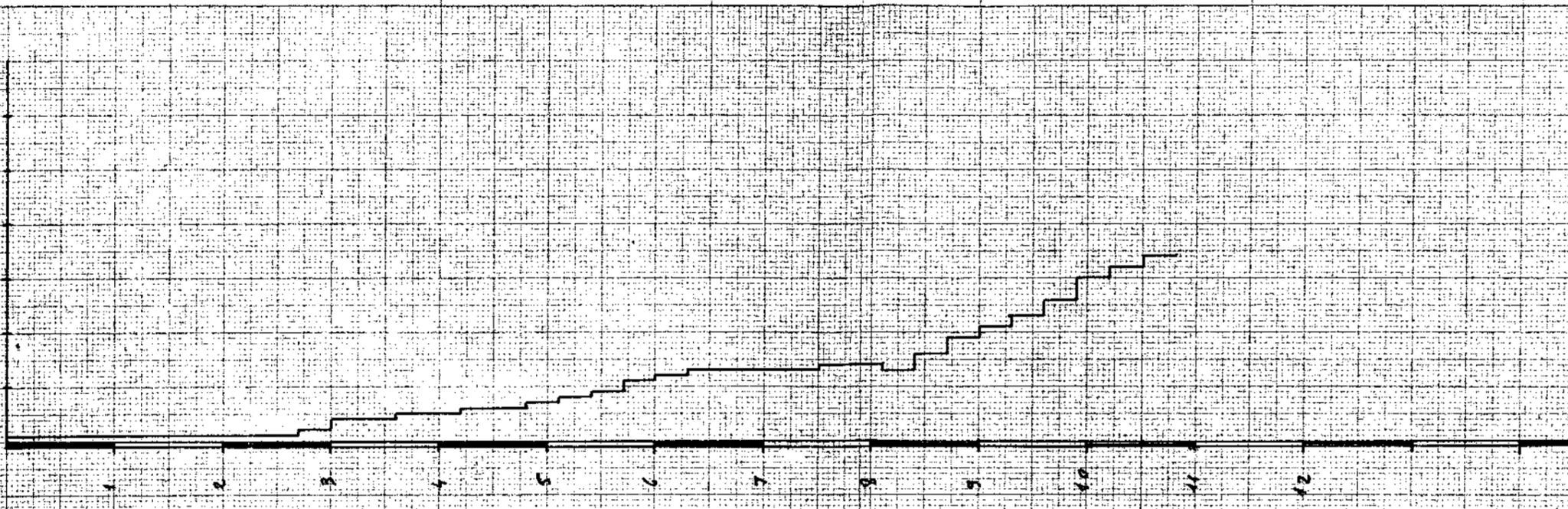
PROVA PENETROMETRICA N. 5

0 10 20 30 40 50 60

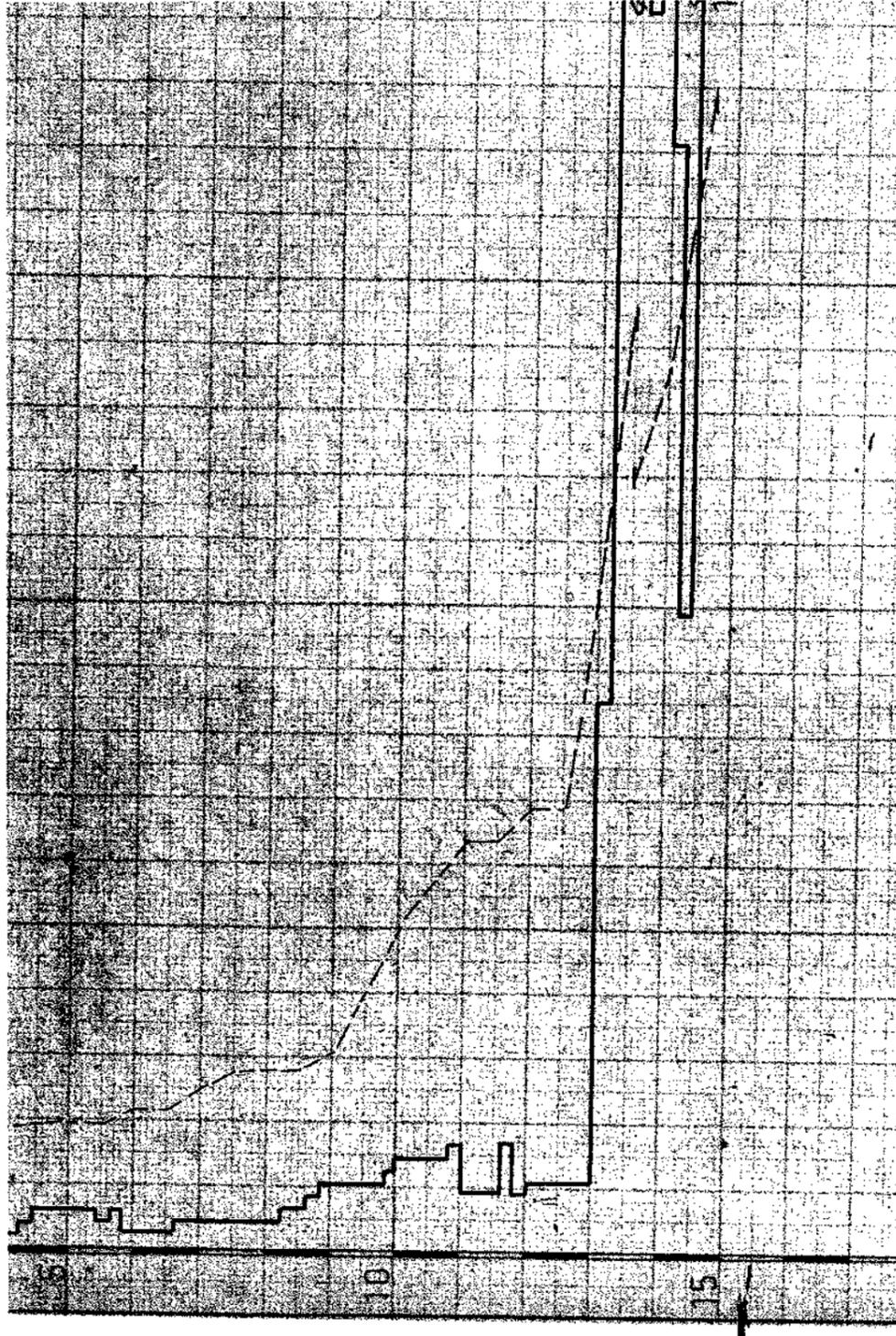


PROVA PENETROMETRICA N. 6

0 10 20 30 40 50 60

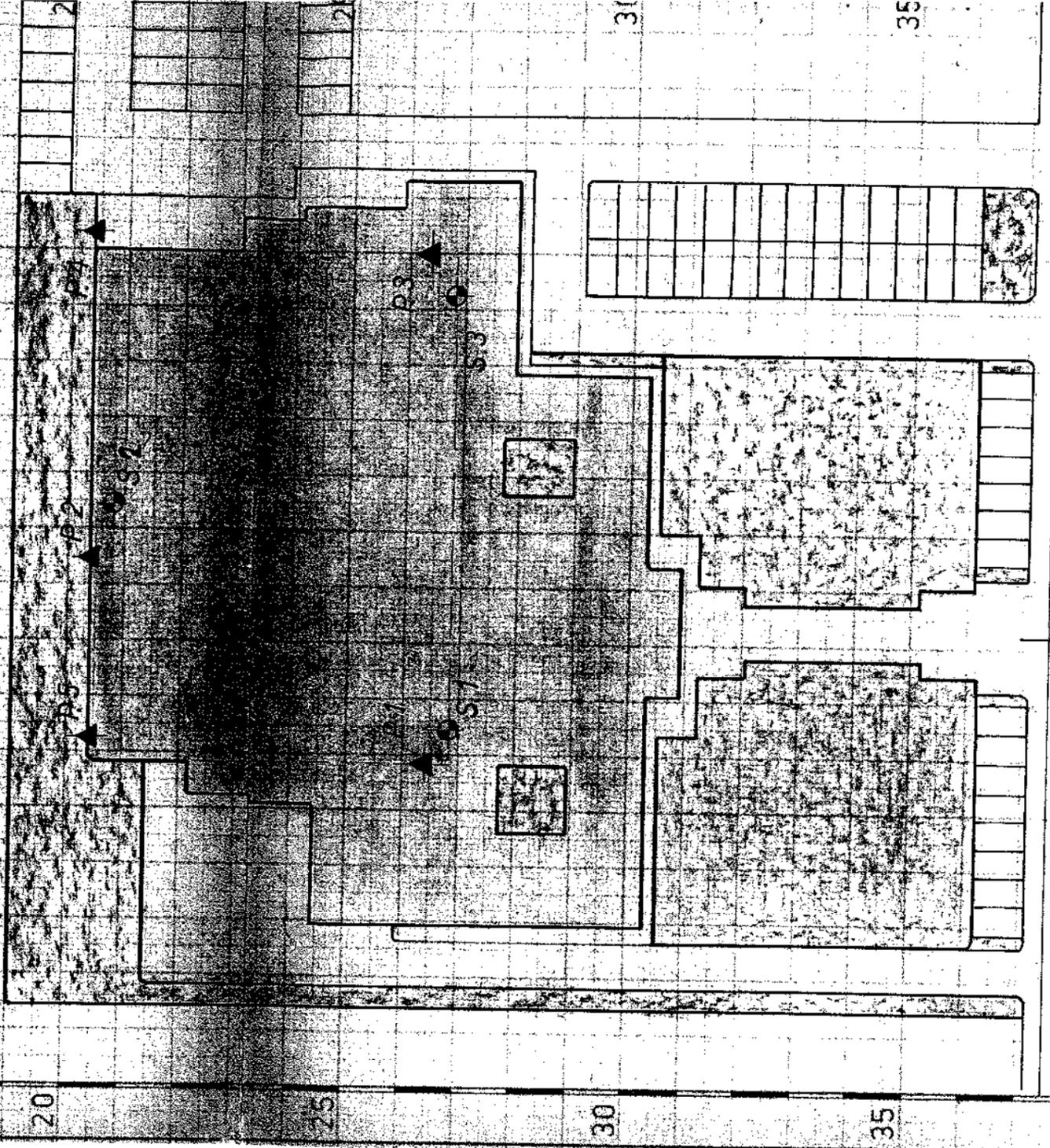


Carlo [Signature] Pavicini [Signature]



Ubicazione prove penetrometriche

Scala 1:50



via Zarotto

DATA : *15 Giugno 72*
 OPERATORE : *Aggiano*
 PENETROMETRO TIPO OLANDESE Ø 35 mm.
 — RESISTENZA ALLA PUNTA (Rp) Kg/cmq.
 • RESISTENZA DI ATTRITO LOCALE (Ra) Kg/cmq.
 - - - RESISTENZA TOTALE (Rt) Kg.

NOTE :

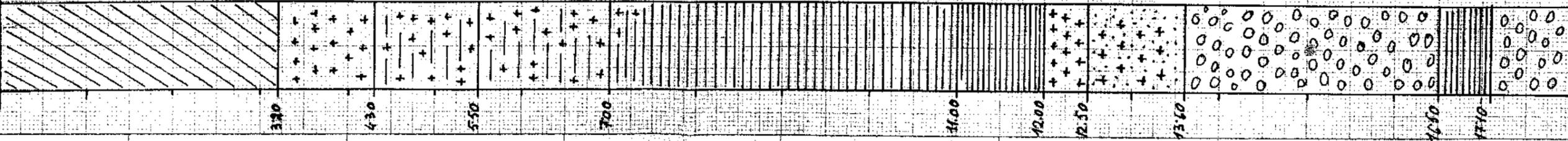
▲ ● *Prove penetrometriche Statiche*
 ● *Sondaggi*

COMUNE DI PARMA PISCINA COPERTA VIA ZAROTTO

SONDAGGIO N. 3

PROVA PENETROMETRICA N. 3

11.50
12.00
12.50
13.00
14.00
14.50
15.00



RIPORTO

RIPORTO ARGILLOSO LIMOSO CON

TROVANTI ETEROGENEI

LIMI GIALLI E GRIGI ALTERATI

POCO CONSISTENTI

LIMI ARGILLOSI GIALLI E

BRUNI MEDIANAMENTE CONSISTENTI

LIMI ARGILLOSI ORIGI

(FANGHI PALUSTRI) POCO CONSISTENTI

STENTI

ARGILLE GRIGIE MEDIANAMENTE CONSISTENTI

ARGILLE GRIGIO SCURE COMPATTE

LIMI GIALLI E GRIGI MEDIANAMENTE CONSISTENTI

LIMI GIALLI E SABBIE FINI POCO CONSISTENTI

GHIAIE COMPATTE

ARGILLE

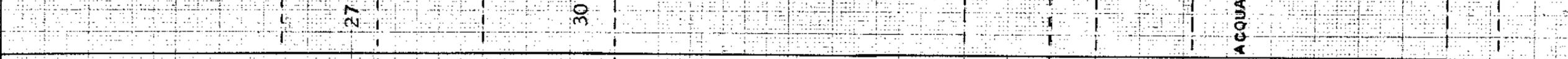
GHIAIE FINI A PIETRE: 10,00

c

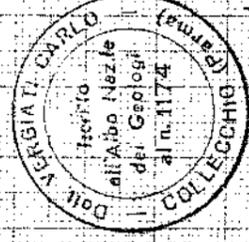
φ

γ

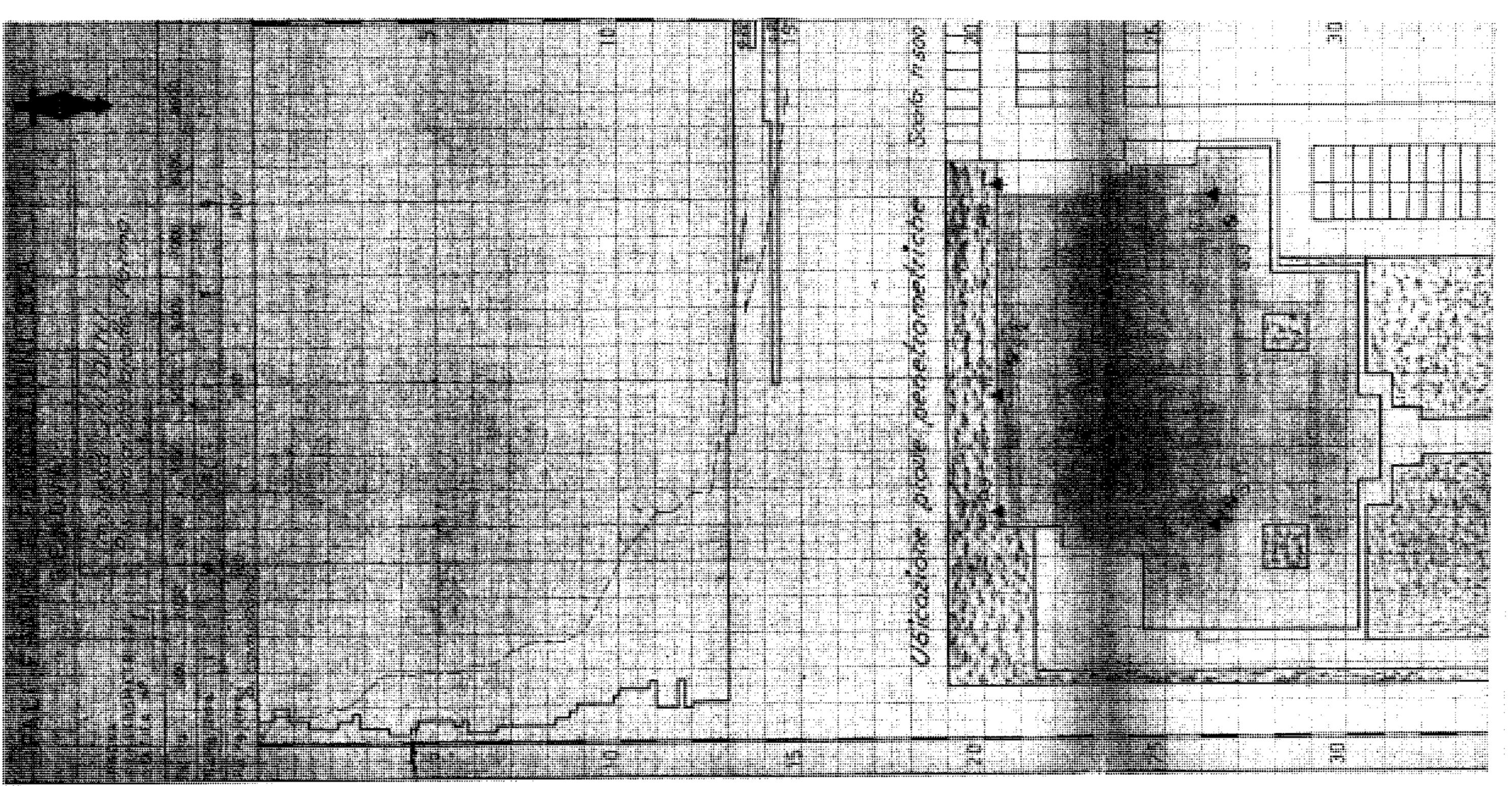
XX



Numero colpi



Enrico Panfili



Impresa GHIDINI
Piscina di Via Zorullo, Parma

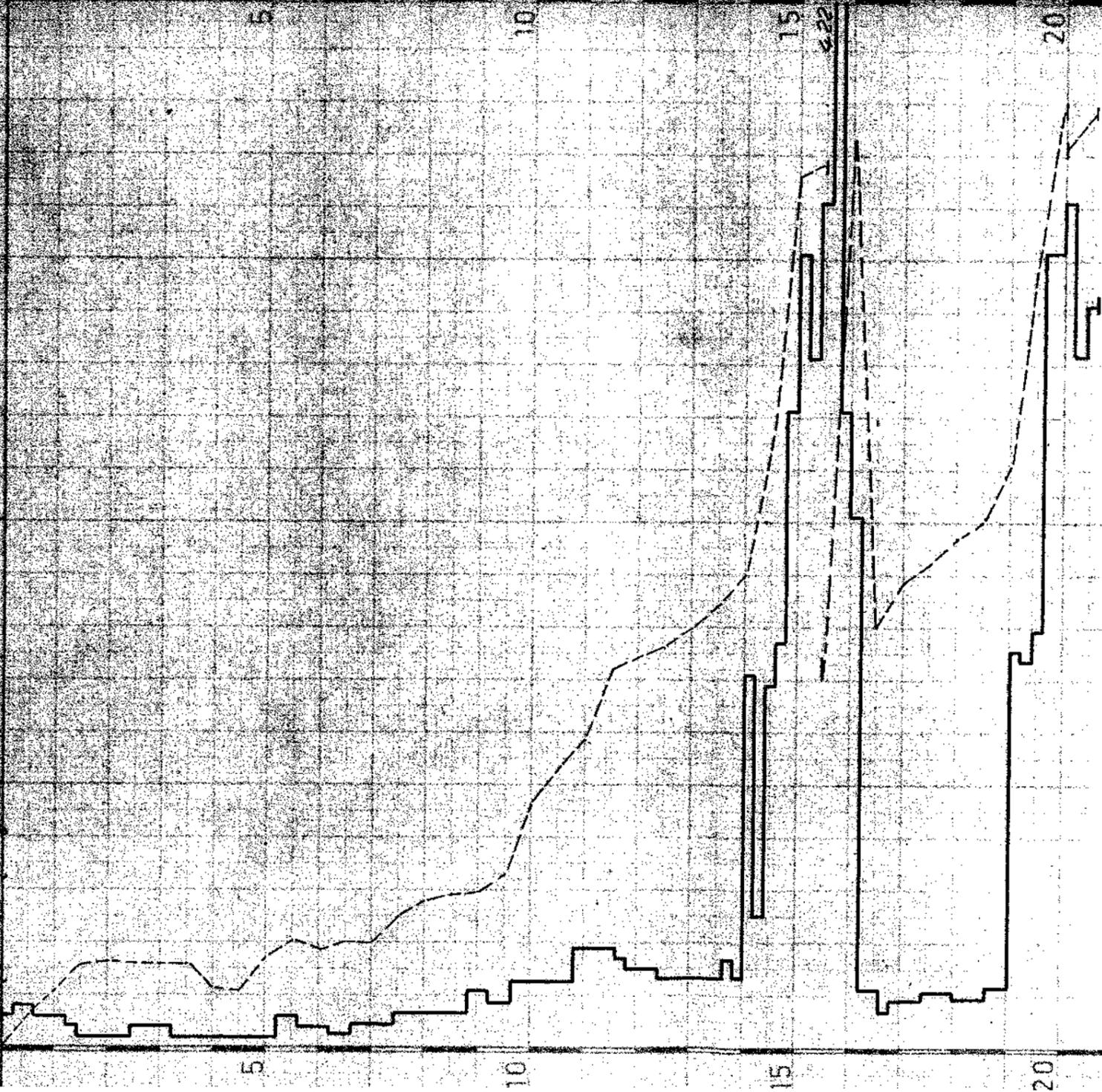
PROVA
PENETROMETRICA
STATICA N° 5

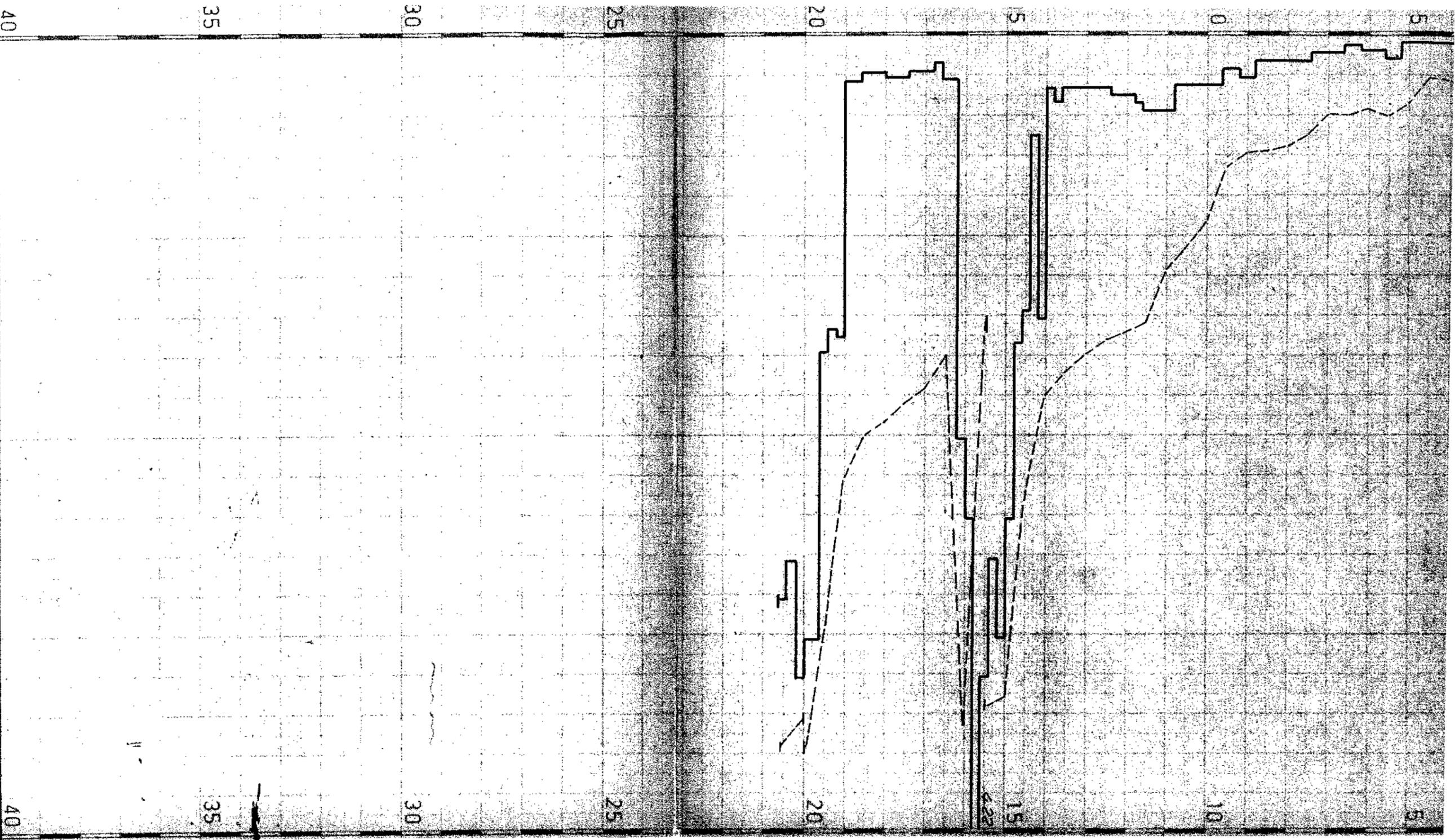
1000 2000 3000 4000 5000 6000 7000 8000 9000

1 2 3 4 5 6 7

100 200 300

0. Campagna





DATA : 13. Giugno 72
 OPERATORE : Aggiano

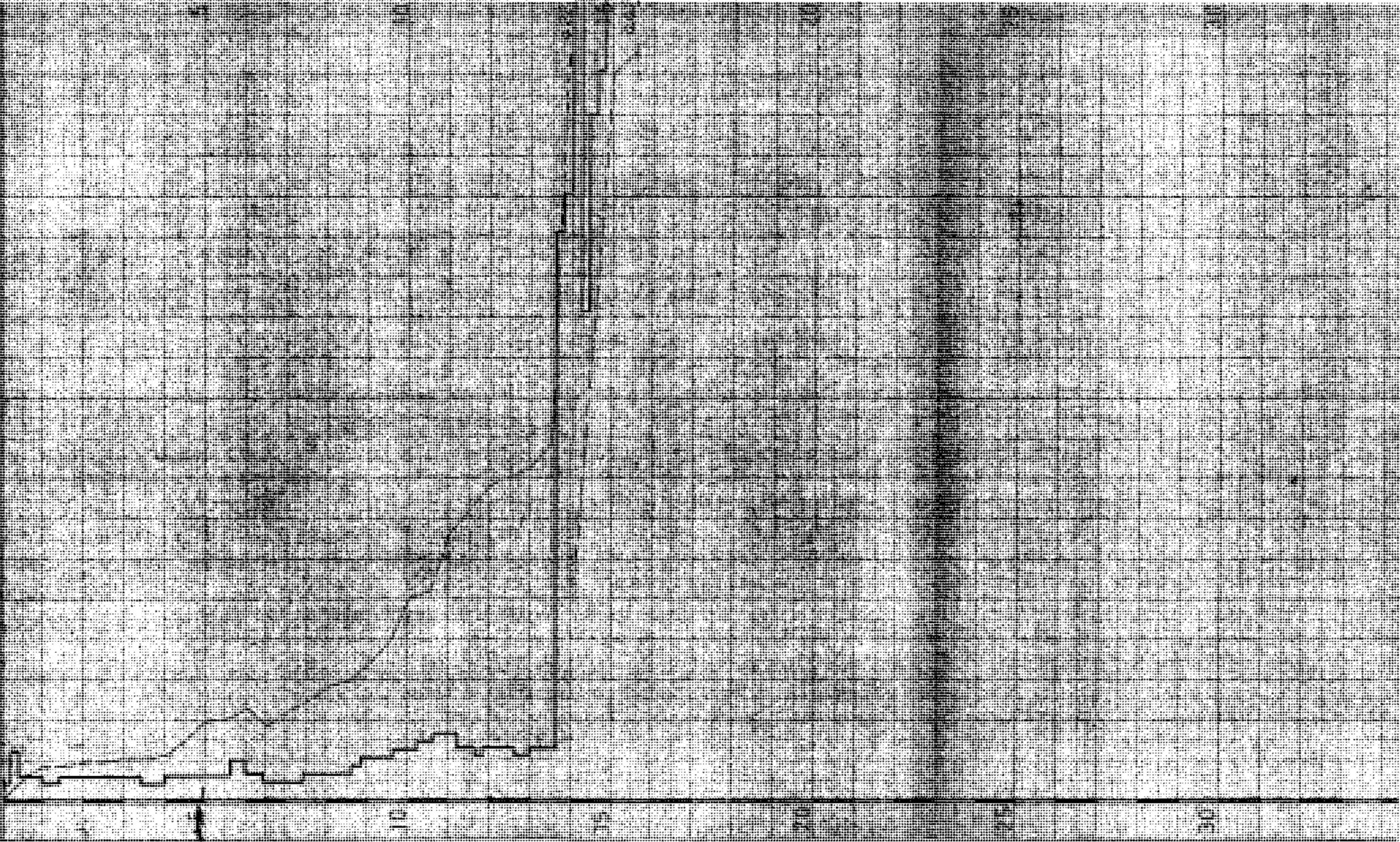
PENETROMETRO TIPO OLANDESE ϕ 35 mm.
 RESISTENZA ALLA PUNTA (Rp) Kg/cm²
 RESISTENZA DI ATRITO LOCALE (Ra) Kg/cm²
 RESISTENZA TOTALE (Rt) Kg/cm²

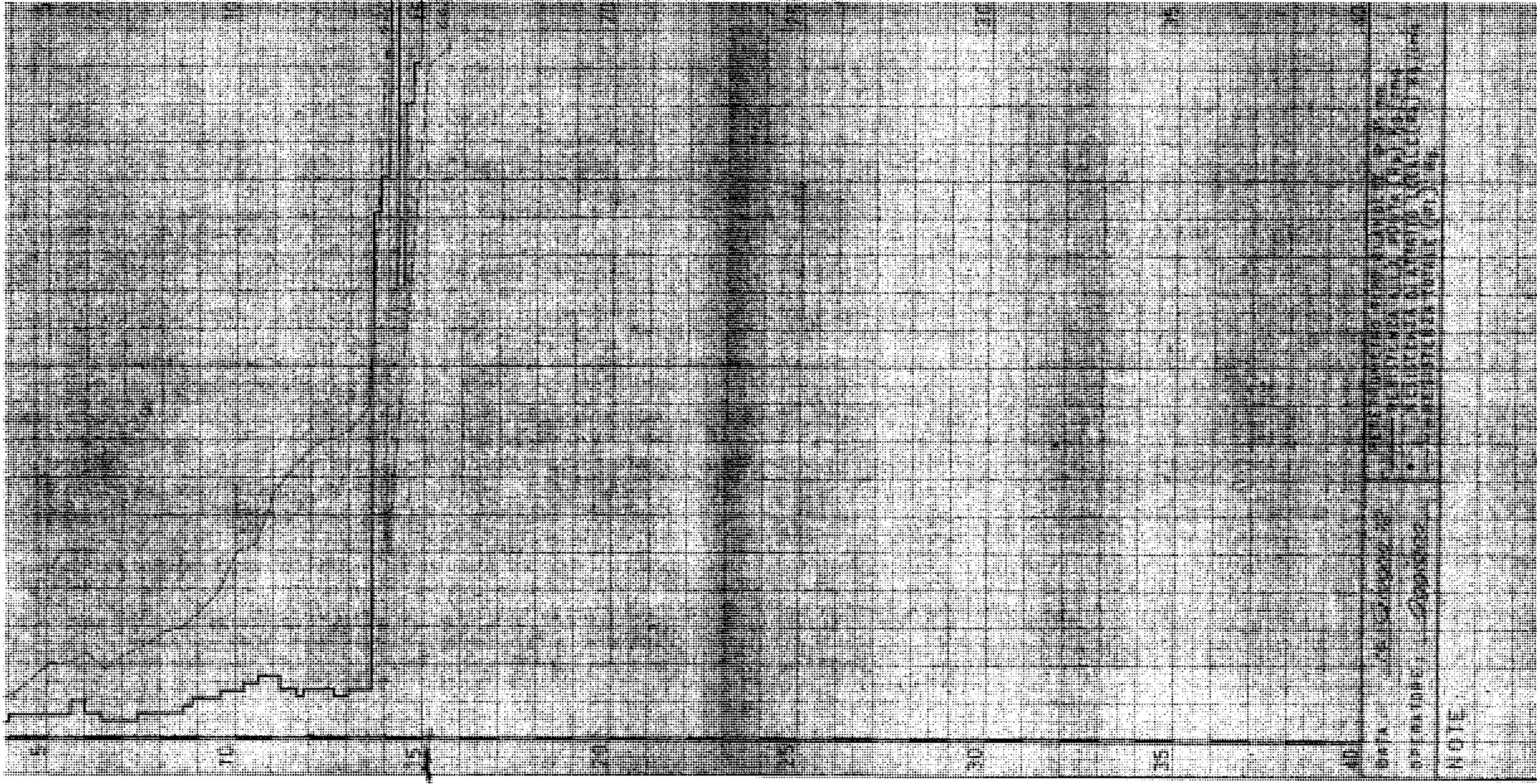
NOTE :

PERFORMING
CAPITAL

MEMORANDUM
FOR THE RECORD

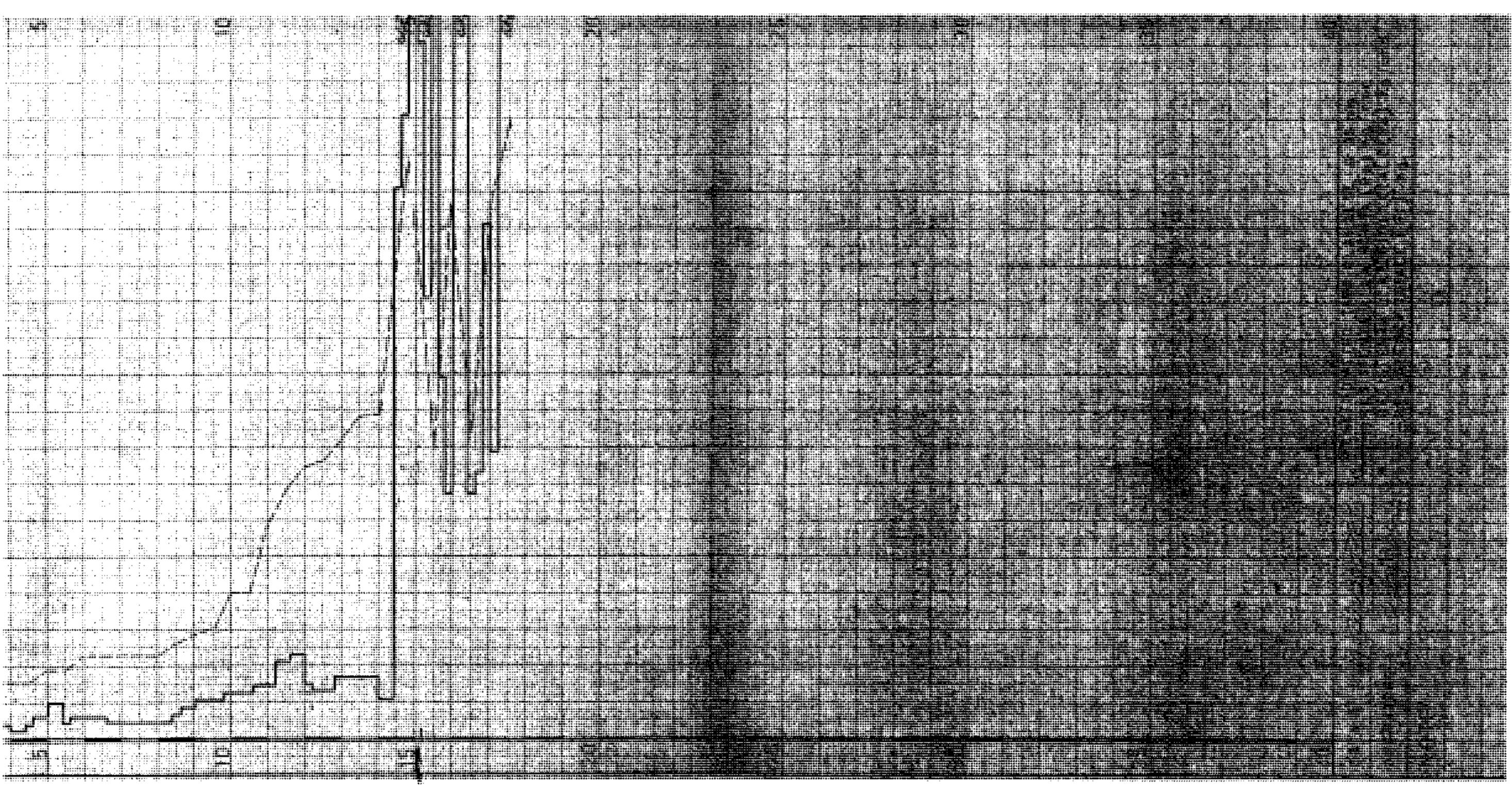
DATE: 1/15/54
TO: SAC, NEW YORK
FROM: SAC, NEW YORK
SUBJECT: [Illegible]





DATE: 10/10/2000
 DRAWN BY: J. J. JONES
 CHECKED BY: M. M. M. M.

NOTE

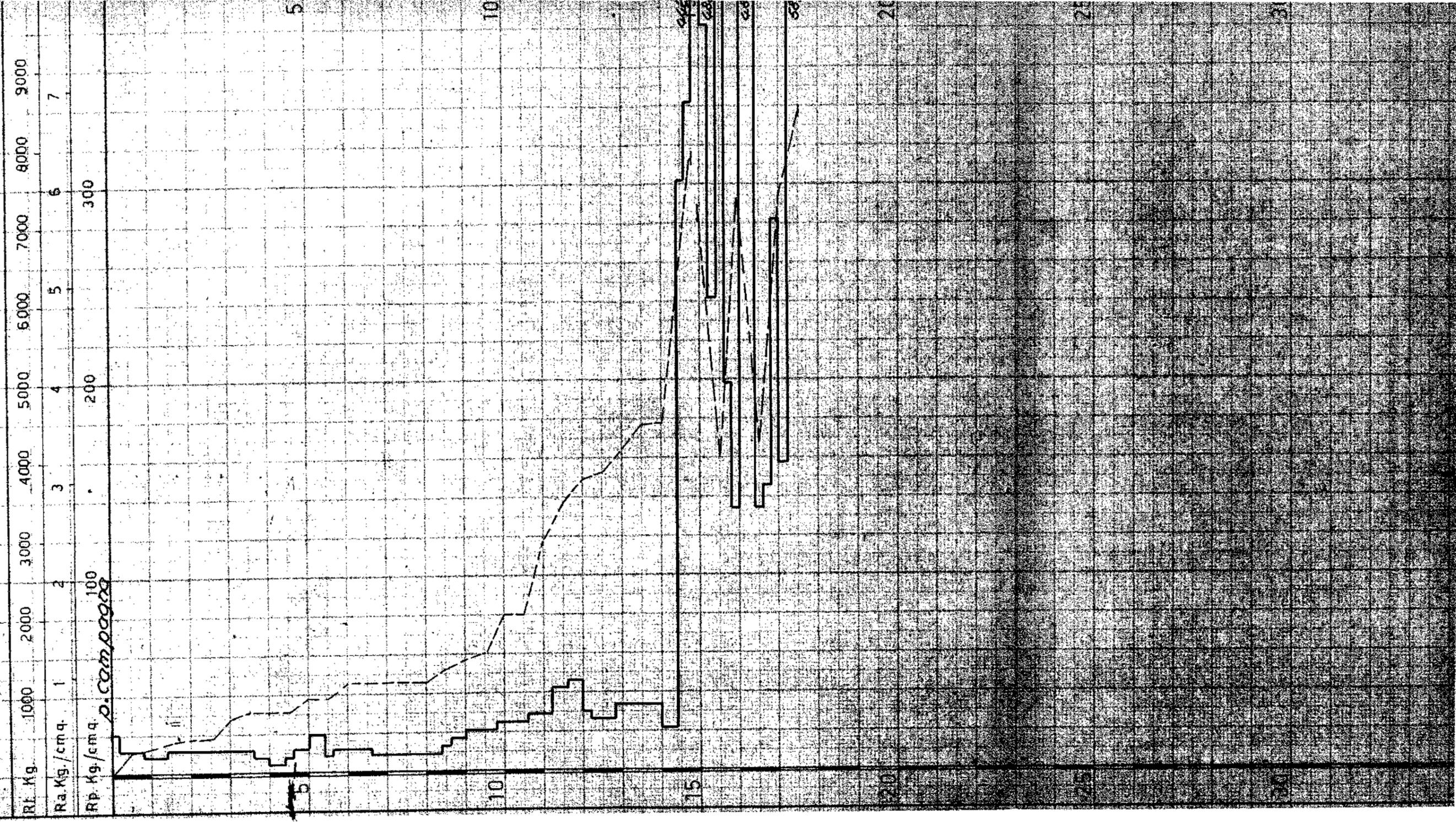


PALI FRANK E FONDAZIONI S.P.A.
GENOVA



Impresa GHIDINI
Piscina di via Zorolo, Parma

PROVA
PENETROMETRICA
STATICA N° 6



PALI FRANKI E FONDAZIONI SPA

GENOVA



Impresa GHIDINI
Piscina di Via Zorzo Ho - Parma

PROVA
PENETROMETRICA
STATICA N° 4

Rt Kg. 1000 2000 3000 4000 5000 6000 7000 8000 9000

Ra Kg./cmq. 1 2 3 4 5 6 7

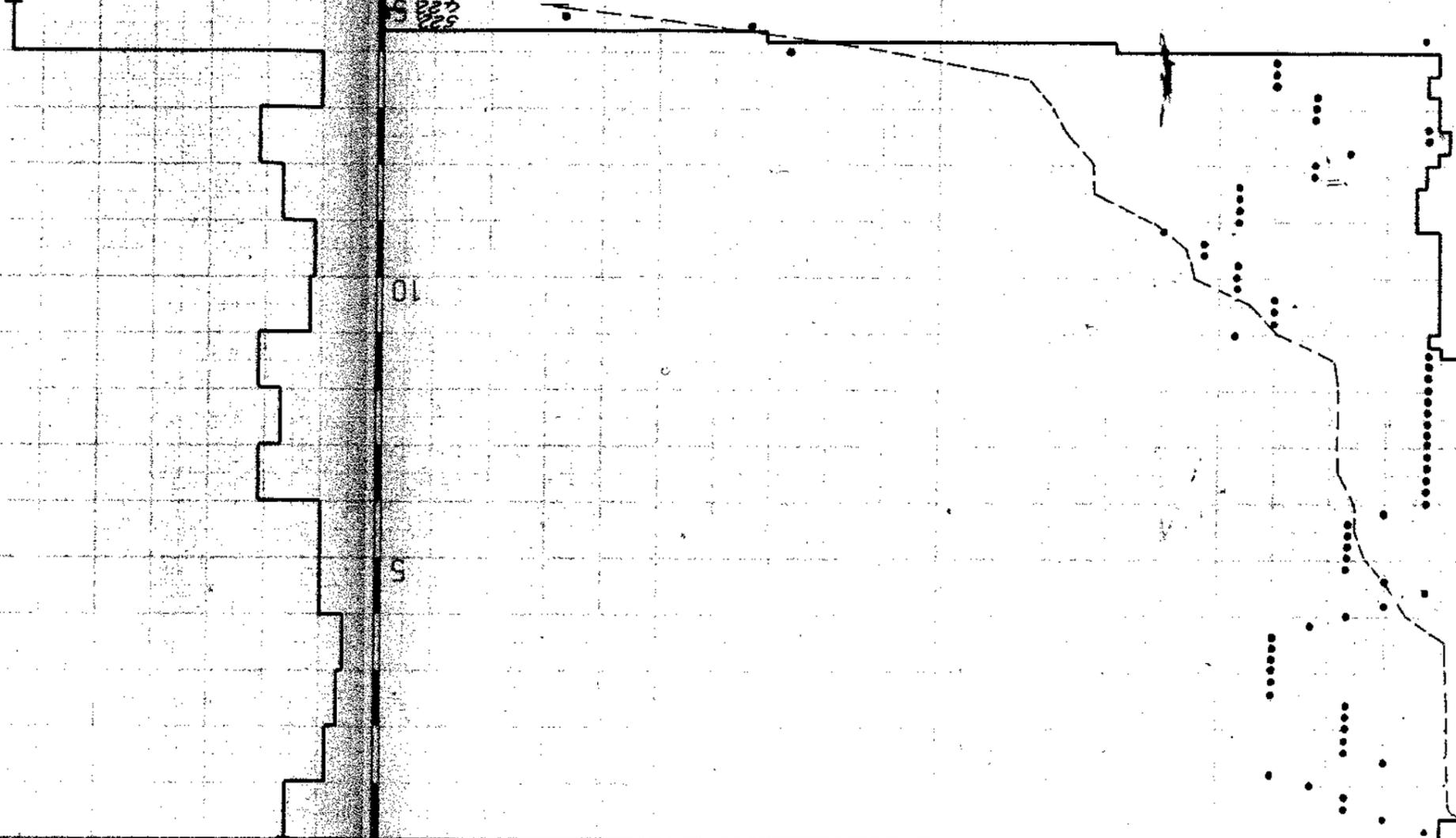
Rp Kg./cmq.

150 100 50

20 15 10 5

20 10 5

5
5
5



20

20

25

25

30

30

35

35

40

40

DATA : 9 Giugno 72

OPERATORE : Oggiano

PENETROMETRO TIPO OLANDESE ϕ 35 mm.

— RESISTENZA ALLA PUNTA (Rp) Kg/cm².

• RESISTENZA DI ATRIBITO LOCALE (Ra) Kg/cm².

--- RESISTENZA TOTALE (Rt) Kg.

Rp

Ra

NOTE :



COMUNE DI PARMA

LAVORI: di costruzione della piscina coperta di
Via Zarotto in Parma.

IMPRESA: GHIDINI Oribio di Parma

CALCOLATORE DELLE OPERE IN C.A. Dott. Ing. Giuseppe

PERI - Via Emilia Est 140 Parma.

DIREZIONE LAVORI: Ripartizione tecnica del Comune
di Parma.

—o—o—o—o—o—o—

COLLAUDO STATICO

delle opere in conglomerato cementizio armato

—o—o—o—o—o—o—

Il fabbricato è costituito da uno scantinato dove
sono installati gli impianti tecnici di depurazione
delle acque ed impianti di condizionamento, da
un piano rialzato dove in un ampio salone sono
state ricavate tre piscine di cui una di dimensio-
ni 17,00 x 25,00 m e dai servizi, da un primo pia-
no con sale con varia destinazione ed un secondo
piano dove si è ricavata la tribunetta.-

La struttura portante è realizzata con pilastri
e travi in cemento armato. Alcuni pilastri hanno
dei plinti poggianti su pali. Le fondazioni sono
costituite da travi rovescie in cemento armato.
Il solaio di fondo della piscina è costituito da

- 2 -

una lastra in cemento armato da 40 cm.-Gli altri

solai sono in laterizio e cemento armato.-

Le tre piscine vengono mantenute in permanenza

piene d'acqua e l'intradosso del solaio di fon-

do manifesta macchie d'umidità ed incrostazio-

ni probabilmente di natura calcarea, ma non fes-

surazioni e tanto meno lesioni.-

La lastra in cemento armato da 40 cm. è stata

calcolata per un sovraccarico di 2000 Kg/mq per

m 2,00 d'acqua, per un sovraccarico di 1500 Kg/mq

per m 1,50 d'acqua e per un sovraccarico di 800

Kg/Mq per m/0,80 d'acqua.

Il primo solaio è costituito da un solaio in

laterizio e c.a. dello spessore $H = 20+4$ con un

sovraccarico utile di 500 Kg/mq.-

Il secondo solaio inferiore ha uno spessore $H =$

$8+32+4$ con un sovraccarico utile di 500 Kg/mq.-

In corrispondenza delle terrazze praticabili il

solaio al 2° solaio superiore ha un'altezza di $20+$

4 cm con un sovraccarico utile di 400 Kg/mq.-

Tutti i calcoli sono stati condotti dall'Ing.

Giuseppe Peri.-

I cubetti di conglomerato di cemento ed i campioni

di materiale ferroso sono stati inviati all'Isti-

tuto Sperimentale per l'edilizia di Roma per



la determinazione della ³ resistenza a compressione e rispettivamente a trazione. L'Istituto di cui sopra è stato autorizzato all'esecuzione delle prove ai sensi e per gli effetti dell'art. 20 della Legge 5-11-1971 n. 1086 con Decreto del Ministero dei LL.PP. dell'11-3-1975.-

Il certificato n. 1666/77 dichiara che le prove a compressione eseguite su due cubetti di dimensioni 20x20x20 cm con data dichiarata del getto 27 marzo 1973 e 2 - 3 - 1973 e tipo di cemento 425 hanno dato valore del carico di rottura di 322,5 e 265,0 Kg/cm².- Gli analoghi valori per due altri cubetti gettati il 25-1.-73 sono stati 400 e 355 Kg/cm². Per due altri cubetti di dimensioni 16x16x16 cm la cui prova è stata effettuata il 6-6-1977 con cemento tipo 325 i valori del carico di rottura sono stati di 480,5 e 425,8 Kg/cm², come risulta dal certificato n. 1944/77.-

I due certificati 1666/77-C e 1666/77-B riportano i valori del carico di snervamento e di rottura in Kg/mm² e l'allungamento percentuale dei tondini di ferro.-

I valori riportati sono tutti accettabili.

RELAZIONE SULLE PROVE IN CANTIERE. -

Il giorno 10 marzo 1978 il sottoscritto collauda-

- 4 -

tore alla presenza del geom. Arnaldo Alfieri per la Direzione Lavori ed il geometra Angelo Bachetti per l'Impresa Oribio Ghidini, ha effettuato una prova di carico sulla pensilina di copertura dell'ingresso all'edificio.

Tale pensilina, prescelta in precedenti sopralluoghi, ha uno sbalzo di m. 3,50 su una trave individuata sulla tavola n. 104 con T 37 - T 38 - T 39 (dimensioni 100x44 cm). La pensilina ha uno spessore H = 8 (soletta inferiore) + 33 (blocchi solaio) + 3 soletta superiore = 44 cm.

L'interasse delle nervature è di 50 cm (vedere tavola n. 111).- Il sovraccarico utile è di 500 Kg/m², il carico permanente 100Kg/m² ed il peso proprio del solaio 600 Kg/m² per complessivi 1200 Kg/m². Poichè si intende caricare una striscia larga m. 2,00 si decide di aumentare il sovraccarico accidentale di 500 Kg/m² del 30% e ciò per tener conto dell'effetto di collaborazione del solaio adiacente.- Pertanto il carico verrà realizzato con 650Kg/m².-

Il carico viene effettuato con sacchi di calce da Kg 50 cadauno che vengono disposti in strati sovrapposti.- La striscia di solaio da caricare ha una superficie di mq. 7,00 (3,50x2,00).

Il carico complessivo sarà pertanto di Kg 4550 (7x650).--Complessivamente si caricherà la striscia con 91 sacchi. Si pone un flessimetro a circa 10 cm dal bordo dello sbalzo.--Il flessimetro è del tipo centesimale. Il risultato della prova dello sbalzo è stato il seguente:

O R A	CARICO	FLESSIMETRO
14,00	0,00	0,00
14,15	10,00 ql.	4/100
14,20	20,00 ql.	8/100
14,25	30,00 ql.	11/100
14,30	40,00 ql.	19/100
14,35	45,50 ql.	25/100
14,50	45,50 ql.	25/100
15,30	45,50 ql.	25/100
16,00	45,50 ql.	25/100
16,15	40,00 ql.	21/100
16,25	30,00 ql.	13/100
16,35	20,00 ql.	9/100
16,45	10,00 ql.	5/100
16,55	0,00	1/100
17,10	0,00	0,00

La freccia teorica è data da $F = \frac{1}{8} \frac{P L^4}{E J}$
 ove $E = 2 \times 10^5 \text{ Kg/cm}^2$, $l = 350 \text{ cm}$, $b = 50 \text{ cm}$ e
 $H = 44 \text{ cm}$ per cui:

$$J = \frac{1}{12} \times 50 \times 44^3 = 354.933 \text{ cm}^4$$

$$F = \frac{1}{8} \frac{12 \times (350)^4}{2 \times 10^5 \times 354.933} = 0,3171 \text{ cm} = 3,171 \text{ mm.}$$

Poichè la freccia massima che si è prodotta è di 0,25 mm si rileva che i solai si sono dimostrati resistenti.-- La struttura non presenta alcun segno di fatica di materiali.

Il ritorno e l'azzeramento delle deformazioni è stato immediato.--

Si sono eseguite inoltre prove con lo sclerometro.

Delle sette letture fatte per ogni pilastro si sono eliminate le letture corrispondenti ai due valori minimi e massimi e si è ottenuta la media dei cinque valori rimanenti:

PILASTRO	MEDIA
N.66 (-3,80) 46-47-48-49-48-50-52	! 48,4
N.72 (-3,80) 41-44-42-46-53-48-47	! 45,4
N.143 (-3,80) 47-48-48-53-52-52-54	! 50,8
N.137 (0,00) 50-47-50-48-49-53-52	! 49,8
N.140 (0,00) 51-47-48-48-49-52-46	! 48,6
N.70 (0,00) 53-55-54-55-52-54-52	! 53,8

Questi risultati indicano per i pilastri valori del carico di rottura compresi tra 410 e 620 Kg/cm²--

Durante il sopralluogo si è inoltre constatata la presenza di macchie di umidità nei soffitti

là dove vi è la copertura a terrazza.

Tutto ciò premesso, considerato che la prova di carico sulla pensilina d'ingresso ha dato risultati buoni per la resistenza del solaio stesso e della sua elasticità, che le prove sclerometriche hanno dato risultati ottimi e che è valido l'esito delle prove effettuate presso l'Istituto Sperimentale per l'Edilizia di Roma,

il sottoscritto collaudatore

giudica che le opere in cemento armato eseguite nei lavori di costruzione della piscina coperta di Via Zarotto sono collaudabili come in effetti li dichiara collaudati ad ogni effetto.-

Parma, li 20-3-1978

IL COLLAUDATORE

(dot. ing. Giovanni Condorelli)

Giovanni Condorelli

PROVINCIA DI PARMA

CITTA' DI PARMA

o_o_o_o_o_o_o

VERBALE DI PROVA DI CARICO relativa alle strutture in conglomerato cementizio armato a sostegno delle gradinate ad uso tribuna della piscina comunale coperta "Ferrari" in Parma Via Zarotto, ad integrazione del verbale di collaudo effettuato in data 20.03.1978 a firma del dott. Ing. Giovanni Condorelli.

A. TECNICO NOMINATO PER LA PROVA DI CARICO.

L'Impresa Edile Bicchieri Ermes, con sede in Parma Via Casa Bianca n. 18, ha comunicato con lettera datata il 04.12.1989 la nomina a tecnico abilitato per la prova di carico al sottoscritto De Lisi Ing. Giancarlo, con studio in Parma B.go delle Colonne n. 8, iscritto all'Albo Professionale degli Ingegneri della Provincia di Parma al n° 739 dal 1977.

B. CARATTERISTICHE PRINCIPALI DELLE OPERE DA VERIFICARE

Trattasi di gradinata ad uso tribuna senza posti fissi per accogliere il pubblico-spettatore, così realizzata:

- Mensole uscenti dai pilastri di sezione costante cm. 50x50 cm., (misure assunte dai disegni del cemento armato consegnati al sottoscritto), in pendenza, della luce di ml. 3,61-misura in orizzontale- e di ml. 3,90-misura in pendenza- disposte ad interasse pari a ml. 5,60 circa, con contromensola di contrappeso della sezione di 50 x 127 cm., disposta in opposizione, rispetto al pilastro, alla mensola stessa;



- soletta a gradoni in cemento armato gettato, spessore cm. 8,

all'intradosso, appoggiata da mensola a mensola;

- elementi prefabbricati a gradoni, all'estradosso, rivestiti con gomma a bolli;

- cordolo di collegamento 25 x 127 cm. tra le mensole di contrappeso;

- trave di collegamento (50 + 70) x 127 cm. tra i pilastri del telaio.

La gradinata ha dimensioni di 23,00 x 3,61 circa, misura in pianta, composta, pertanto, da 5 mensole.

B.1 VERIFICHE

Il sottoscritto ha verificato e controllato i calcoli della struttura in oggetto, trovandoli conformi alle norme e prescrizioni vigenti, avendo assunto come sovraccarico quanto stabilito dal D.M. del Ministero dei LL. PP. del 12.2.1982 e cioè 600 kg/mq.

Non sono stati fatti saggi nella struttura per non deteriorare l'estetica della stessa, e anche perché i buoni risultati ottenuti

piscina.

E' stata fatta la ricognizione generale della struttura della gradinata, con la scorta dei disegni del cemento armato a disposizione, si è verificata la conformità delle strutture stesse alle previsioni di progetto e ai particolari costruttivi derivanti dai calcoli.

Tutta la struttura è stata trovata di aspetto regolare e priva di difetti o lesioni.

Come zavorra si sono utilizzati bidoni in lamiera delle dimensioni di cm. 57 di diametro e cm. 87 d'altezza, riempiti d'acqua, per un peso complessivo cadauno di 235 kg., compresa la tara; sono stati posati n° 3 flessimetri graduati in centesimi di millimetro, applicati direttamente a contatto.

La prova è stata effettuata sulla terza mensola a partire da sud, caricando in modo continuo, con 68 Bidoni pieni d'acqua, metà campata a destra della mensola e metà campata a sinistra della stessa, andando ad investire, pertanto, una superficie di gradinata pari a $5,70 \times 3,90 = 22,23$ mq.; carico totale necessario $600 \times 22,23 = 13.338$ kg.

carico totale applicato $68 \text{ b.} \times 235 \text{ kg.} = 15.980$ kg. pari a

$$\frac{15.980}{22,23} = 719 \text{ kg/mq.}$$

- Flessimetro n° 1, collocato a contatto sull'estremità libera della mensola;

- Flessimetro n° 2, collocato a contatto in mezzzeria della mensola;

- Flessimetro n° 3, collocato a contatto sull'estremità libera della contromensola di contrappeso;

LETTURA DELLA FRECCIA IN MM.

Giorno	Ora	Carico Kg.	Fles. 1 Freccia	Fles. 2 Freccia	Fles. 3 Freccia
27.12	13.30	0.00	0.00	0.00	0.00
"	14.37	5.900	+0,71	-0,09	-0,05
"	15.10	11.750	+1,01	-0,02	-0,13
"	15.32	15.980	+1,06	+0,04	-0,24
"	17.00	15.980	+1,11	+0,04	-0,25
"	19.18	7.990	+0,90	-0,22	-0,17
28.12	8.20	7.990	+0,94	-0,23	-0,20
"	11.50	0.00	+0,25	-0,37	+0,21
"	14.40	0.00	+0,30	-0,35	0,00

$$\text{freccia teorica } \frac{q l^4}{8 E J}$$

$$q = 719 \times 5,70 = 4.100 \text{ kg/mq.} = 41 \text{ kg/cmq.};$$

$$l = 390 \times 1,05 = 409,50 \text{ cm.}$$

$$E = \text{modulo elastico del calcestruzzo : } 18.000 \times \sqrt{R'_{bk}} = 312.000$$

Kg/cmq.;

J = momento d'inerzia della sezione della mensola, calcolata

tenendo conto della compartecipazione della soletta all'intra-

dosso, pertanto la sezione sollecitata risulta essere

con le ali inferiori larghe complessivamente 130 cm. e spessore

cm. 8, mentre l'anima risulta essere larga cm. 50 con altezza



pari a 50 cm., pertanto $J = 1.723.968 \text{ cm}^4$;

$$f = 1 \frac{41,00 \times 409,5^4}{8 \times 312.000 \times 1.723.968} = 0,26 \text{ cm.} = 2,6 \text{ mm.}$$

Si è provveduto anche ad effettuare n° 6 prove sclerometriche, 3 sui pilastri II - III e IV a partire da sud portanti la gradinata, e 3 sulle mensole relative, per ogni prova sono state effettuate n. 12 battute, scartando nel computo della media il valore massimo e minimo.

Le letture ottenute e le relative resistenze del calcestruzzo figurano nella seguente tabella:

PILASTRO II

R : 54 - 54 - 52 - 54 - 56 - 60 - 56 - 54 - 54 - 55 - 56

54

Rm = 55

Kc = 700 Kg/cmq.

MENSOLA II

R : 58 - 56 - 60 - 60 - 60 - 59 - 60 - 60 - 58 - 58 - 59

62

Rm = 59

$\alpha = + 90^\circ$

Kc = 700 kg/cmq.

PILASTRO III

R : 52 - 50 - 52 - 54 - 54 - 54 - 53 - 48 - 52 - 54 - 56

54

Rm = 53

Kc = 700 kg/cmq.

MENSOLA III

R : 60 - 60 - 60 - 58 - 60 - 62 - 62 - 64 - 60 - 59 - 59

60

Rm = 60

$\alpha = + 90^\circ$

Kc = 700 kg/cmq.

PILASTRO IV

R : 44 - 42 - 44 - 48 - 46 - 44 - 42 - 44 - 44 - 43 - 40

42

Rm = 43,5

Kc = 480 kg/cmq.

MENSOLA IV

R : 60 - 60 - 61 - 62 - 58 - 60 - 60 - 61 - 60 - 59 - 60

60

Rm = 60

$\alpha = + 90^\circ$

Kc = 700 kg/cmq.

CONSIDERATO:

- che le opere in conglomerato cementizio armato di che tratta-

si sono atate eseguite da impresa di notevole capacità esecuti-

ve e seguite da esperto Direttore dei Lavori;

- che le prove di carico hanno fornito esito positivo in quanto:

a) le deformazioni si accreano all'incirca proporzionalmente

ai carichi;

b) durante le prove non si sono prodotte lesioni o dissesti ta-

li da compromettere la sicurezza o la conservazione dell'o-

pera;

c) che la freccia permanente residua, dopo l'applicazione del

carico, è insignificante;

d) la freccia elastica è risultata inferiore a quella teorica

e non si sono verificate microfessurazioni;

e) anche le prove sclerometriche hanno fornito esito positivo;

IL SOTTOSCRITTO CONSAPEVOLMENTE DICHIARA

che l'opera di cui all'oggetto può ritenersi affidabile a sop=

portare i carichi d'esercizio a cui viene sottoposta e destina=

ta .

Parma, 18 gennaio 1990

IL TECNICO
De Lisi Giancarlo
De Lisi Ing. Giancarlo



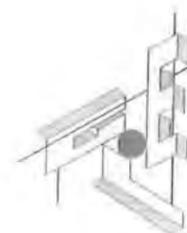


AUTORIZZATO MIN. LL. PP. CON D.M. n° 16386 DEL 16/06/1977 E SUCCESSIVI RINNOVI
SISTEMA DI GESTIONE DELLA QUALITÀ CERTIFICATO UNI EN ISO 9001:2000

LABORATORIO GEO-TECNOLOGICO EMILIANO S.R.L.

PROVE TECNOLOGICHE SU MATERIALI DA COSTRUZIONE

SEDE LEGALE E
LABORATORIO:
STRADA NAVIGLIA, 5
43122 PARMA
TEL. 0521.272780 - 709067
FAX 0521.785245
info@laboratoriemiliani.com
www.laboratoriemiliani.com



AUTORIZZATO MIN. LL. PP. CON D.M. n° 16386 DEL 16/06/1977 E SUCCESSIVI RINNOVI
SISTEMA DI GESTIONE DELLA QUALITÀ CERTIFICATO UNI EN ISO 9001:2000

LABORATORIO GEO-TECNOLOGICO EMILIANO S.R.L.

PROVE TECNOLOGICHE SU MATERIALI DA COSTRUZIONE

SEDE LEGALE E
LABORATORIO:
STRADA NAVIGLIA, 5
43122 PARMA
TEL. 0521.272780 - 709067
FAX 0521.785245
info@laboratoriemiliani.com
www.laboratoriemiliani.com

COMMENTO A COLLAUDO PARAPETTO RAPPORTI DI PROVA N° 3247 / G / P

Il LABORATORIO GEO-TECNOLOGICO EMILIANO DI PARMA è stato incaricato di effettuare delle prove di spinta sui parapetti della gradinata della Tribuna della Piscina di via Zarotto a Parma, sotto il controllo dell'Ing. Aldo GEREVINI in veste di Collaudatore.

Tale prova è stata eseguita in accordo sia con la norma UNI 10121 parte 2ª del 1992, la quale specifica le caratteristiche generali e di resistenza che devono possedere i vari tipi di parapetti per tribune ed impianti sportivi e ricreativi al chiuso e all'aperto, sia con la tabella dei carichi 3.1.II del Nuovo Testo Unico Supplemento 29 G.U. 04/02/2008.

La prova è stata svolta nel seguente modo:

- Individuazione della **Forza Equivalente** (daN), applicata su un montante singolo, capace di indurre lo stesso momento massimo prodotto da un carico lineare distribuito lungo l'interasse del parapetto **Q** (valore fornito dal Nuovo Testo Unico Supplemento 29 G.U. 04/02/2008 è 200 daN/m).
- Individuazione del **sistema di rilevazione della deformazione**, la cui misura è avvenuta attraverso un comparatore centesimale analogico fissato su un montante apposito non facente parte della struttura sottoposta a prova.
- Individuazione della **struttura di contrasto e del sistema di carico**, la cui applicazione è avvenuta attraverso 1 forza concentrata prodotta da 1 martinetto idraulico solidale alla centralina di carico e ad un tubolare che serve da contrasto sull'alzata della gradinata in cemento armato. Una pompa manuale collegata alla centralina elettrica controlla il carico trasmesso al martinetto.
- Le varie fasi delle prova sono riportate in dettaglio nel rapporto di prova relativo alla prova effettuata.



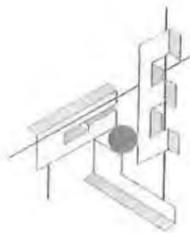
Per ciò che concerne le prove di spinta effettuata in sito è stato rilevato in particolare quanto segue:

1. Il sistema contro la caduta delle persone dalla gradinata (parapetto), è risultato già al limite di resistenza con una spinta orizzontale pari a 200 daN agente sul singolo montante a circa 1 m di altezza rispetto al piano di calpestio (configurazione in cui i montanti abbiano interasse 1m, mentre l'attuale è di 4 m circa). Per cui si è deciso di non proseguire oltre con una ulteriore prova che prevedeva l'applicazione di un carico doppio (ipotesi di raddoppio dei montanti).
2. I materiali costituenti i montanti e gli elementi di fissaggio del sistema del parapetto, sono già al limite della sollecitazione di snervamento al 1° ciclo in quanto la deformazione residua è risultata circa il 10% di quella misurata a carico max.

Parma, 08/10/10


LA DIREZIONE
(Dott. Ing. Giuseppe RUSSO)

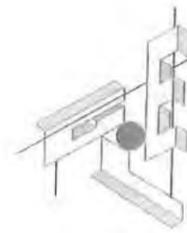




AUTORIZZATO MIN. LL. PP. CON D.M. n° 16386 DEL 16/06/1977 E SUCCESSIVI RINNOVI
SISTEMA DI GESTIONE DELLA QUALITÀ CERTIFICATO UNI EN ISO 9001:2000

LABORATORIO GEO-TECNOLOGICO EMILIANO S.R.L.
PROVE TECNOLOGICHE SU MATERIALI DA COSTRUZIONE

SEDE LEGALE E
LABORATORIO:
STRADA NAVIGLIA, 5
43122 PARMA
TEL. 0521.272780 - 709067
FAX 0521.785245
info@laboratoriemiliani.com
www.laboratoriemiliani.com



AUTORIZZATO MIN. LL. PP. CON D.M. n° 16386 DEL 16/06/1977 E SUCCESSIVI RINNOVI
SISTEMA DI GESTIONE DELLA QUALITÀ CERTIFICATO UNI EN ISO 9001:2000

LABORATORIO GEO-TECNOLOGICO EMILIANO S.R.L.
PROVE TECNOLOGICHE SU MATERIALI DA COSTRUZIONE

SEDE LEGALE E
LABORATORIO:
STRADA NAVIGLIA, 5
43122 PARMA
TEL. 0521.272780 - 709067
FAX 0521.785245
info@laboratoriemiliani.com
www.laboratoriemiliani.com

RAPPORTO DI PROVA N° 3247 / G / P PARMA, 08 / 10 / 2010

Committente: CONSORZIO C.I.T.E.A. Parma
Indirizzo: Via Varese 19 - PARMA
Cantiere: Tribuna Piscina di via Zarotto PARMA
Direttore Lavori: Geom. Roberto FORMATO
Collaudatore: Dott. Ing. Aldo GEREVINI
Natura del campione: Parapetto gradinata tribuna
Tipo di prova richiesta: Prova di spinta su parapetto in accordo con UNI 10121-Parte 2ª e Testo Unico delle Costruzioni del Supplemento 29 G.U. del 04/02/2008
Data della prova: 08/10/2010 Ns: Rif. : 2175/09

RISULTATO DELLA PROVA

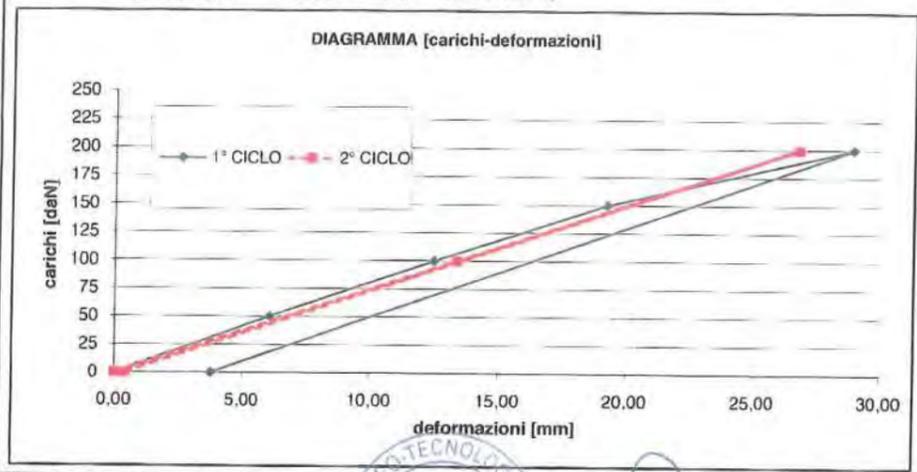
Al parapetto della gradinata in oggetto è stato applicato un carico concentrato con un martinetto idraulico agente su un montante scelto casualmente tra quelle posti in opera, fino a raggiungere il carico massimo di 200 daN, equivalente a un carico lineare agente sull'estremità del parapetto di 200 daN/m ed interasse tra i montanti di 1,00 m (contro gli attuali 4 m).

Per effettuare tale prova è stato costruito un sistema di spinta apposito (figg. 1 e 2) e come mezzo di contrasto è stata sfruttata un'alzata della gradinata in cemento armato precompresso.

carico applicato (daN)	incremento di carico (daN)	tempo parz. di applic. carico (min)	tempo prog. da inizio prova (h/min)	Deformazioni (mm) 1 c.*	osservazioni	
0	0	0	0'	0,00	Inizio carico	
50	80	1'	1'	6,09	1° CICLO	
100	80	1'	2'	12,53		
150	80	1'	3'	19,29		
200	-120	5'	8'	28,94		Carico max
0	-120	1'	9'	3,78	Freccia Residua	
0	0	0	0'	0,00	Inizio carico	
100	80	1'	1'	13,40	2° CICLO	
200	80	1'	2'	26,77		Carico max
0	-120	1'	3'	0,38		Freccia Residua

NOTE: 1c.* = Comparatore posizionato in alto su montante.

Def. max misurata = 28,94 mm (Al 1° Ciclo di Carico)

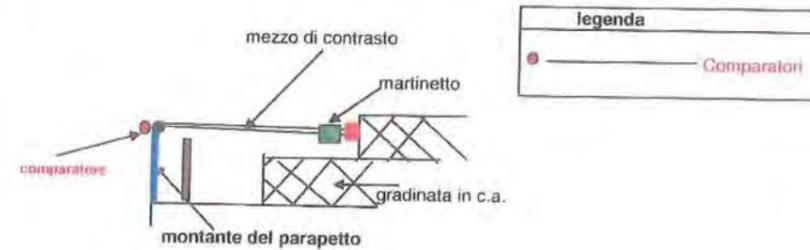


LO SPERIMENTATORE
(p.e. A. BUSANI)

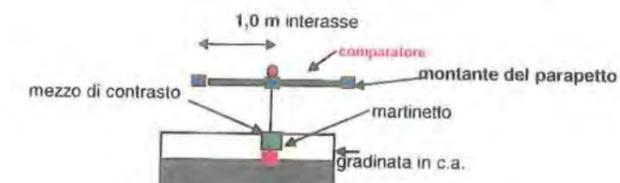
IL DIRETTORE DEL LABORATORIO
(Dott. Ing. G. RUSSO)

pag 3/4

SCHEMA DI CARICO (vista in sezione)



SCHEMA DI CARICO (vista in pianta)



N.B.: La spinta orizzontale sul parapetto è stata realizzata applicando 1 carico concentrato che al massimo ha raggiunto i 200 daN, come evidenziato nello schema di carico e nelle foto di seguito allegate

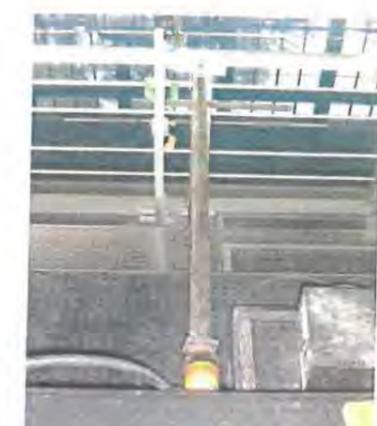
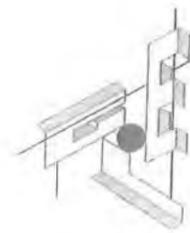
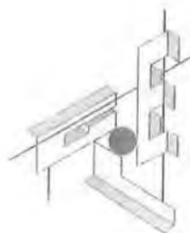


Fig.1-2 - Schema di carico parapetto

pag 4/4

LO SPERIMENTATORE
(p.e. A. BUSANI)

IL DIRETTORE DEL LABORATORIO
(Dott. Ing. G. RUSSO)



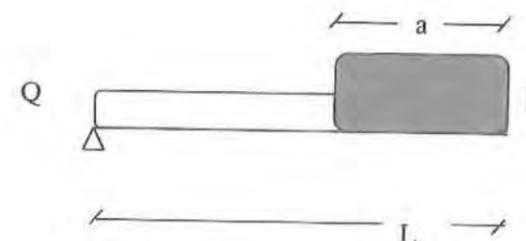
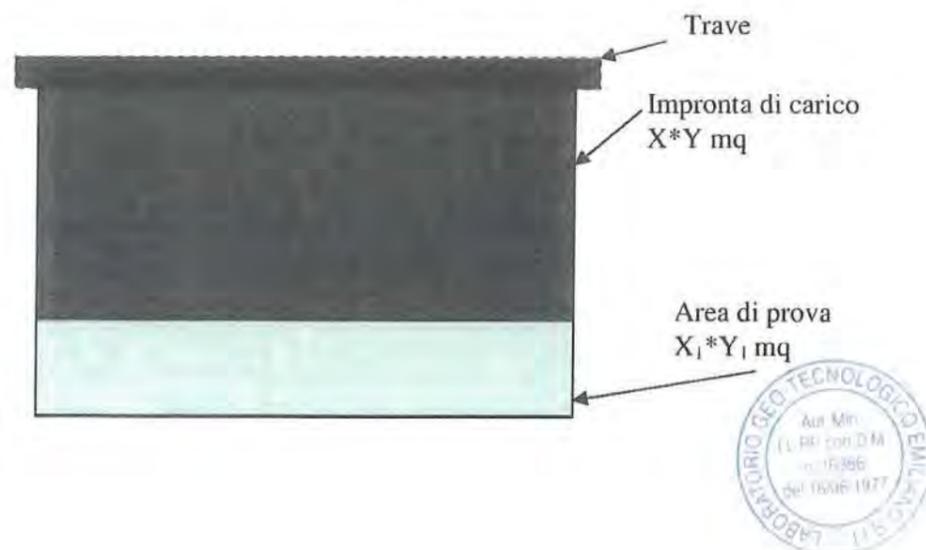
COMMENTO A COLLAUDO GRADINATA RAPPORTO DI PROVA N° 3246 / G / P

Per effettuare la prove sulla gradinata in oggetto si è operato come segue:

- 1) Individuazione del **Carico Equivalente** (daN/mq), applicato lungo una striscia di gradinata inferiore all'area da esaminare, capace di indurre lo stesso momento massimo prodotto da un carico uniformemente distribuito **Q** agente sull'intera gradinata.
- 2) Individuazione del sistema di rilevazione delle deformazioni .
- 3) Definizione delle varie fasi della prova.

- 1) **ESEMPIO:** Per calcolare il **Carico Equivalente** eguagliamo il momento in mezz'aria del Carico Distribuito su un'area inferiore (M_{MD1}) con il momento in mezz'aria del Carico Distribuito sull'intero solaio (M_{MD}).

L'eguaglianza dei momenti viene fatta nella ipotesi di semplice appoggio caso più sfavorevole secondo lo schema seguente:



$$M_{MD} = 0.5 * Q * L^2$$

$$M_{MD1} = P * 1 * (L - 0.5)$$

Uguagliando i momenti si ottiene:

$$P = ?$$

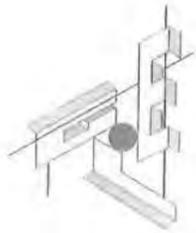
Prova Gradinata

$L = 3.7 \text{ m}$; $Q = 300 \text{ Kg/m}^2$; $M_{MD} = 2054 \text{ Kgm}$;

$a = 1.00 \text{ m}$ e $P = 642 \text{ Kg}$

per cui bisogna caricare una intera striscia larga 1.00 m e lunga 23.50 m. con 642 Kg/cad. Con le cisternette a disposizione si è caricata una striscia di 1.00 e lunga 18.00 m.

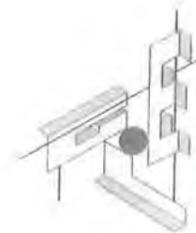




AUTORIZZATO MIN.LL.PP. CON D.M. n° 16386 DEL 16/06/1977 E SUCCESSIVI RINNOVI
SISTEMA DI GESTIONE DELLA QUALITÀ CERTIFICATO UNI EN ISO 9001:2000

LABORATORIO GEO-TECNOLOGICO EMILIANO S.R.L.
PROVE TECNOLOGICHE SU MATERIALI DA COSTRUZIONE

SEDE LEGALE E
LABORATORIO:
STRADA NAVIGLIA, 5
43122 PARMA
TEL. 0521.272780 - 709067
FAX 0521.785245
info@laboratoriemiliani.com
www.laboratoriemiliani.com



AUTORIZZATO MIN.LL.PP. CON D.M. n° 16386 DEL 16/06/1977 E SUCCESSIVI RINNOVI
SISTEMA DI GESTIONE DELLA QUALITÀ CERTIFICATO UNI EN ISO 9001:2000

LABORATORIO GEO-TECNOLOGICO EMILIANO S.R.L.
PROVE TECNOLOGICHE SU MATERIALI DA COSTRUZIONE

SEDE LEGALE E
LABORATORIO:
STRADA NAVIGLIA, 5
43122 PARMA
TEL. 0521.272780 - 709067
FAX 0521.785245
info@laboratoriemiliani.com
www.laboratoriemiliani.com

2) La misura della deformazione è stata effettuata mediante comparatori centesimali meccanici solidali con aste in alluminio.

L'applicazione del carico è stata effettuata riempiendo d'acqua le cisternette in 3 steps successivi .

3) E' prevista la seguente procedura di Carico/Scarico :

% ESEMPIO	daN/m ²	
0	0	Fase Carico
30%	200	
30%	400	
100%	650	
0		Fase Scarico

Le letture delle deformazioni nei vari step nella fase di carico avverranno istantaneamente e dopo 5 minuti se stabili. Arrivati a carico massimo le letture avverranno istantaneamente e dopo stabilizzazione.

Nella fase di scarico, le letture avverranno istantaneamente e a scarico totale dopo che le deformazioni si siano stabilizzate.

LA DIREZIONE
(Dott. Ing. G. Russo)




RAPPORTO DI PROVA N° 3246 / G / P PARMA, 08/10/10

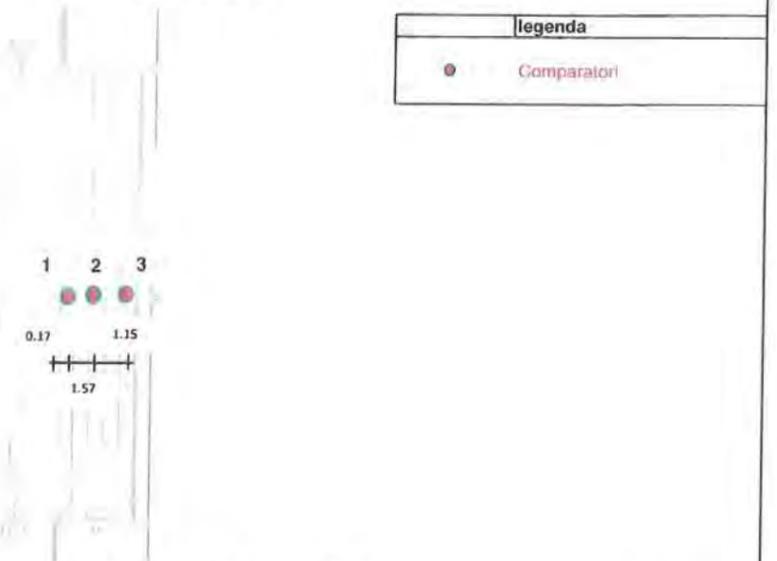
Commitente: CONSORZIO C.I.T.E.A. Parma
Indirizzo: Via Varese 19 - PARMA
Cantiere: Tribuna Piscina di via Zarotto PARMA
Direttore dei lavori: Geom. Roberto FORMATO
Collaudatore: Dott. Ing. Aldo GEREVINI
Natura del campione: Gradinata tribuna in calcestruzzo armato
Tipo di prova richiesta: Prova di carico con cisterne d'acqua
Data della prova: 05/10/2010 NS/ rif. 2150/2010

RISULTATO DELLA PROVA

Il carico è stato applicato sull'estremità della gradinata ed è costituito da una striscia continua di 1 m per quasi tutta la lunghezza della gradinata stessa. Tale carico è stato realizzato adagiando sulla gradinata 15 cisternette di acqua da 1 metro cubo riempite al max con 650 kg/m² in 3 steps successivi in modo da eguagliare il momento massimo all'incastro. Il tutto disposto come nello schema e nelle foto allegate.

carico applicato (kg/m ²)	incremento di carico (kg/m ²)	tempo parz. di applic. carico (min)	tempo prog. da inizio prova (h/min)	Deformazioni (mm)			T °C	osservazioni
				1	2	3		
0	0	0	0'	0,00	0,00	0,00	26,0	Inizio carico
200	200	48'	48'	-0,02	-0,05	-0,13	26,0	
200	0	5'	53'	-0,02	-0,05	-0,14	26,0	
400	200	31'	1h 24'	-0,03	-0,10	-0,24	26,0	
400	0	5'	1h 29'	-0,04	-0,12	-0,28	26,0	Carico max
650	200	31'	2h 00'	-0,05	-0,22	-0,42	26,0	Carico max
650	0	10'	2h 10'	-0,05	-0,22	-0,42	26,0	Carico max
650	0	13'	2h 23'	-0,05	-0,23	-0,42	26,0	
0	-650	2h 57'	5h 20'	-0,01	-0,02	-0,04	26,0	Freccia residua

SCHEMA DI CARICO



N.B.: A) le deformazioni sono state misurate con aste in alluminio (1,2,3)

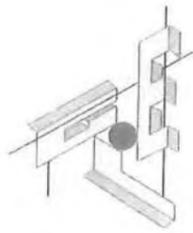
pag 4/5

LO SPERIMENTATORE
(p.e. M. SERVENTI)




IL DIRETTORE DEL LABORATORIO
(Dott. Ing. Giuseppe RUSSO)

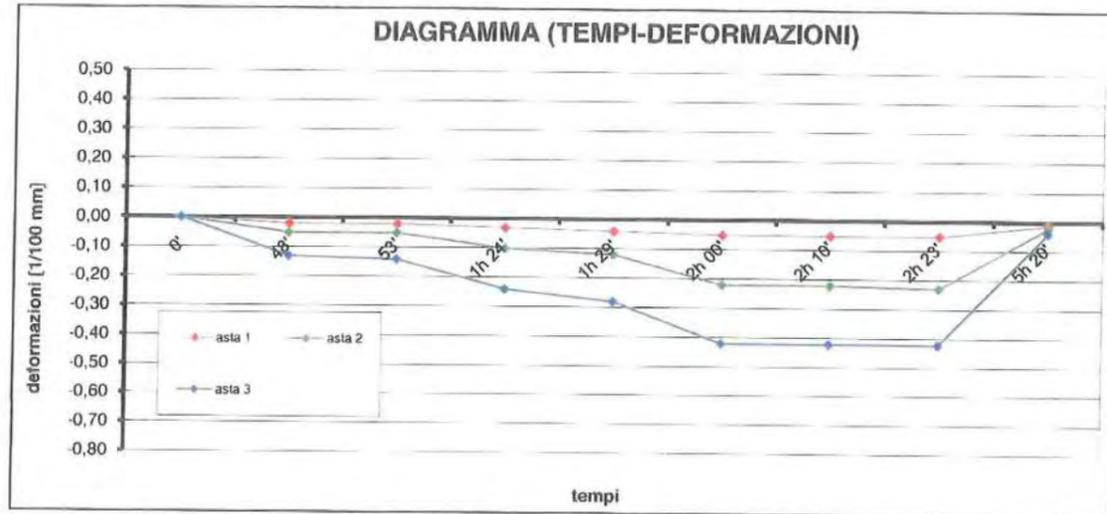




AUTORIZZATO MIN.LL.PP. CON D.M. n° 16386 DEL 16/06/1977 E SUCCESSIVI RINNOVI
SISTEMA DI GESTIONE DELLA QUALITÀ CERTIFICATO UNI EN ISO 9001:2000

LABORATORIO GEO-TECNOLOGICO EMILIANO S.R.L.
PROVE TECNOLOGICHE SU MATERIALI DA COSTRUZIONE

SEDE LEGALE E
LABORATORIO:
STRADA NAVIGLIA, 5
43122 PARMA
TEL. 0521.272780 - 709067
FAX 0521.785245
info@laboratoriemiliani.com
www.laboratoriemiliani.com



Deformazione max misurata = -0,42 mm

FOTO DEL CARICO APPLICATO E DEL SISTEMA DI LETTURA DELLE DEFORMAZIONI



LO SPERIMENTATORE
(p.e. M. SERVENTI)



IL DIRETTORE DEL LABORATORIO
(Dott. Ing. Giuseppe RUSSO)

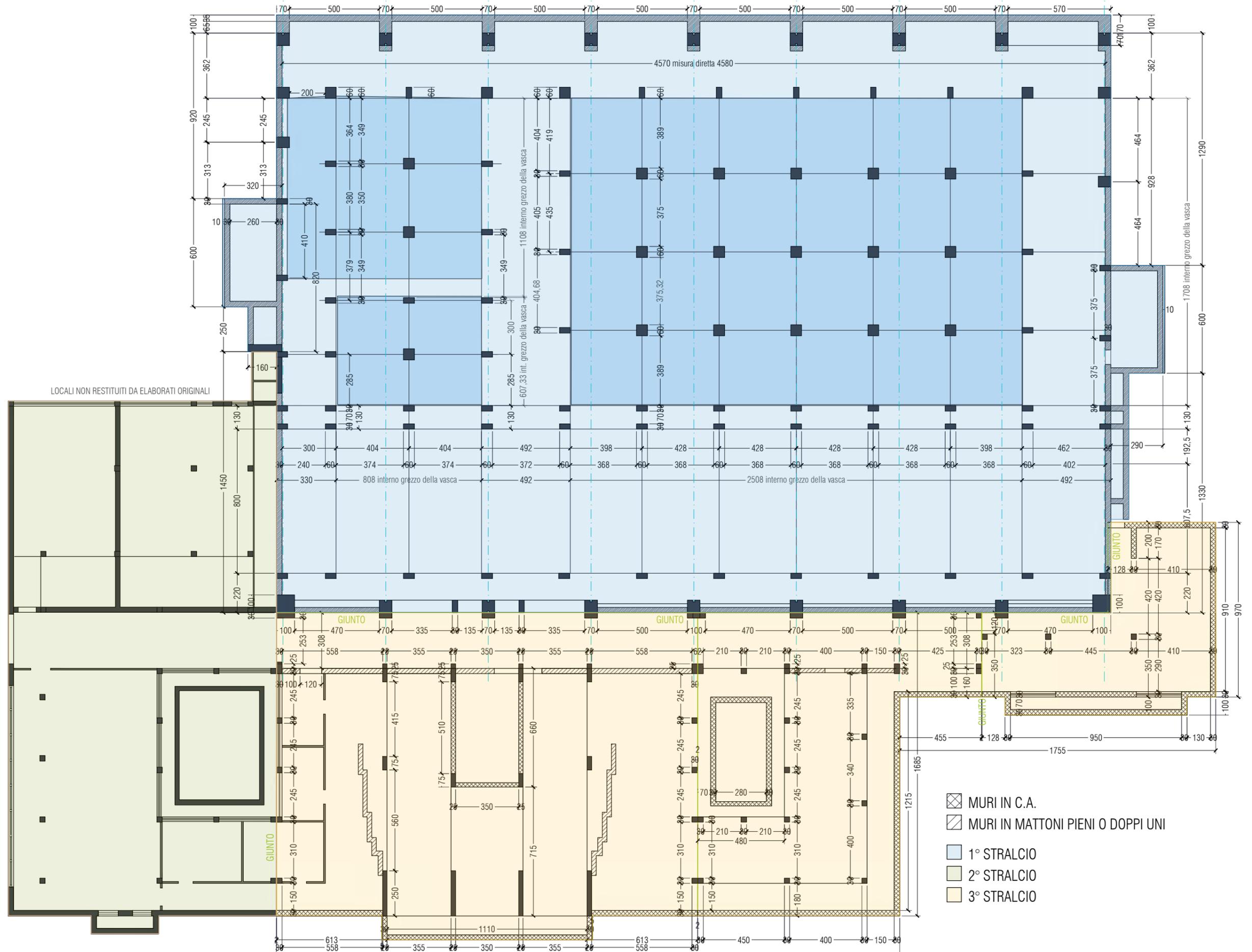
pag 5/5



VALUTAZIONE DELLE VULNERABILITÀ TANGIBILI PER AZIONI STATICHE
ALLEGATO 1.5 : Documentazione reperita presso l'archivio comunale

RACCOGLITORE	COD. ELAB	STRALCIO / UNITA STRUTTURALE	DESCRIZIONE	
61	3		Pianta a quota seminterrato	PROGETTO ARCHITETTONICO
61	e		Pianta delle fondazioni - tavola integrativa	
61	1		Planimetria generale	
61	2		Planimetria particolare	
61	x		Prospetti	
61	d		Planimetria della trave di copertura della sala vasche	
61	12		Schizzo prospettivo	
685	rel		RELAZIONE ILLUSTRATIVA AL PROGETTO	
1171	5		Planimetria a quota +265	
1171	4		Planimetria a quota +000	
1171	b		Sezione AA	
1171	a		Sezione Longitudinale	
1171	x		Planimetria piano rialzato	
1171	x		Bozza vie d'esodo - Barriere architettoniche	
1171	f		Particolare della struttura e costruttivi di copertura	
1171	x		Piano rialzato - opere migliorative (1987)	
1171	cat		F20 M 174 - Accatastamento piano interrato	
1171	cat		F20 M 174 - Accatastamento piano terra	
1171	cat		F20 M 174 - Accatastamento piano primo	
1171	cat		F20 M 174 - Accatastamento piano secondo	
1171	agib		Agibilità del 30/08/1980 (Prefettura di Parma)	
270	plan		Planimetria quota +7,00	
270	plan		Planimetria quota seminterrato	
828	CERTREG		Certificato di regolare esecuzione relativo alle opere murarie	
828	RELCF		Relazione sul conto finale	
659	CME		Computo metrico estimativo	
659	EPU		Elenco prezzi unitari	
659	CSA		Capitolato d'appalto	
659	IMPMECC		Impianto idrotermo sanitario	
659	COLIMPE		Collaudo impianto elettrico	

RACCOGLITORE	COD. ELAB	STRALCIO / UNITA STRUTTURALE	DESCRIZIONE	
98	65	2	Travi portanti secondo solaio inferiore	PROGETTO DELLE STRUTTURE CON ARMATURE E PARTICOLARI COSTRUTTIVI
98	66	2	Travi portanti secondo solaio superiore	
98	69	2	Variante alle fondazioni e muri in c.a.	
98	68	1	Travi portanti 2° solaio	
98	70	1	Pianta 3° solaio	
98	71	1	Sezioni 3° solaio	
98	72	1	Giunti tipo A e giunti contro terra	
98	72b	1	Variante alle travi 2° solaio	
98	74	2	Solette in c.a. quota 1° solaio	
98	75	2	Cordolo T39 1° solaio	
98	76	1	Travi portanti 3° solaio (1°P)	
98	77	1	Travi portanti 3° solaio (2°P)	
98	78	1	Travi portanti 3° solaio	
98	79	2	2° solaio interrato	
98	80	3	Pilastrini e muri portanti 1°solaio	
98	81	1	Variante alla zona scale presso vasche piccole	
98	82	1	Variante travi 1° solaio presso vasche piccole	
98	83	1	Passerella pedonale 1° solaio	
98	84	3	Pilastrini portanti 1° solaio	
98	85	3	Pilastrini portanti 2° solaio inferiore	
98	86	3	Pilastrini portanti 2° solaio superiore	
98	87	3	Pilastrini portanti 3° solaio	
98	88	3	Pianta fondazioni	
98	--	1	Pianta delle fondazioni - massime azioni sui pali	
98	89	3	Pianta pilastrini e muri 2° solaio inferiore e superiore	
98	90	3	Pianta pilastrini 3° solaio	
98	91	1	Armatura supplementare pilastrini con pluviale	
98	92	2	Sbalzi a quota 2° solaio superiore	
98	93	3	Doppie mensole di fondazione	
98	94	3	Travi rovesce platea fondazione	
98	95	1	Awertenze per travi e pilastrini 3° solaio	
98	96	3	Travi rovesce di fondazione	
98	98	1	Travi portanti 4° solaio	
98	99	1	Pianta 4° solaio	
98	100	3	Travi portanti 1° solaio (1P)	
98	101	1	Solette inferiori H8cm 3° solaio	
98	102	1	Variante travi 4° solaio	
98	103	3	Travi portanti 1° solaio (2P)	
98	106	3	Scala	
98	--	123	Verbale di collaudo Ing. Condorelli Giovanni (1978)	
98	107	3	Sezione della scala	
98	108	3	Muri interni in c.a. non controterra	
98	113	3	Travi portanti 2° solaio superiore	
98	114	3	Travi portanti 2° solaio inferiore	
98	115	3	Travi portanti 3° solaio	
98	117	3	Variante alle travi T75-T78 del 2° solaio superiore	
98	118	2	Cordoli solai per appoggio sui giunti - Sbalzi a quota 2° solaio inferiore	
98	119	1	Camino in c.a.	
98	120	3	Variante alla trave T24	
98	121	1	Tribuna	
98	122	3	Variante alle travi T75 e T78 2° solaio superiore	
98	123	3	Copertura vano scale	
98	124	123	Muri di sostegno	
98	125	1	Vasca di compensazione : casseri e ferri (platea e muri)	
98	126	1	Vasca di compensazione : soletta copertura e particolari	
98	127	123	Muri di sostegno	
98	x	3	Annotazione libera delle varianti alle travi T1-T2 e T1bis-T2bis	



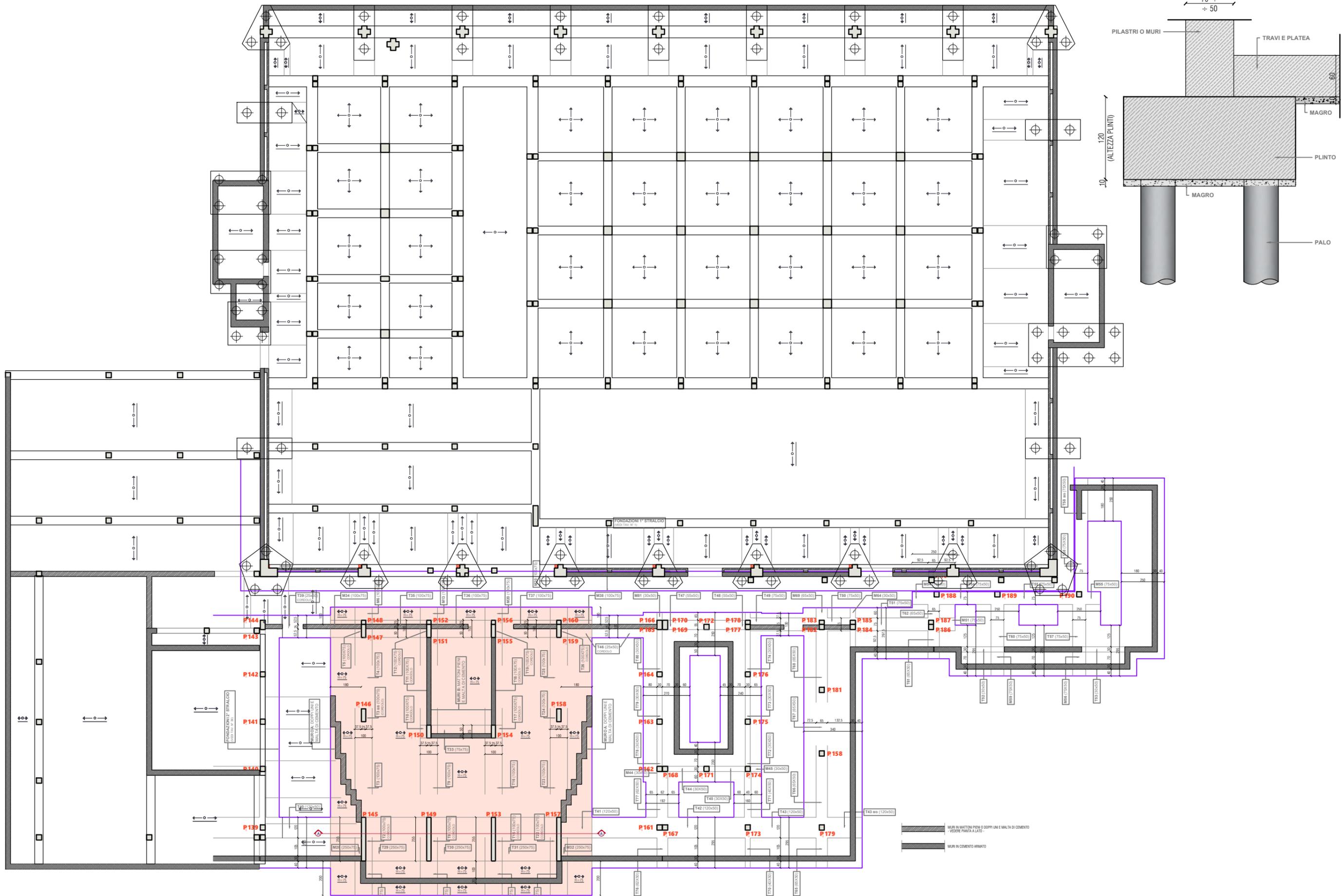
LOCALI NON RESTITUITI DA ELABORATI ORIGINALI

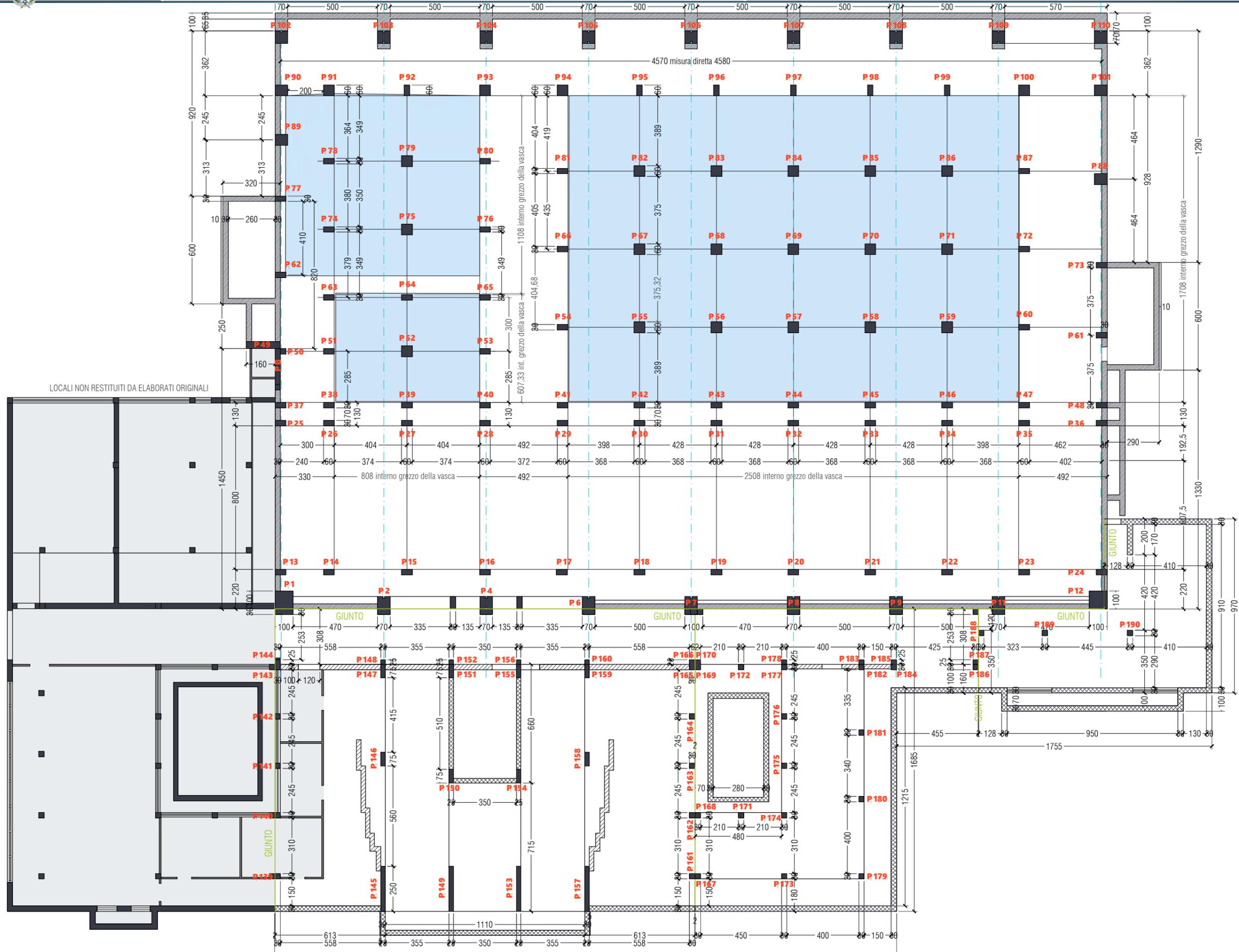
Scala

Titolo

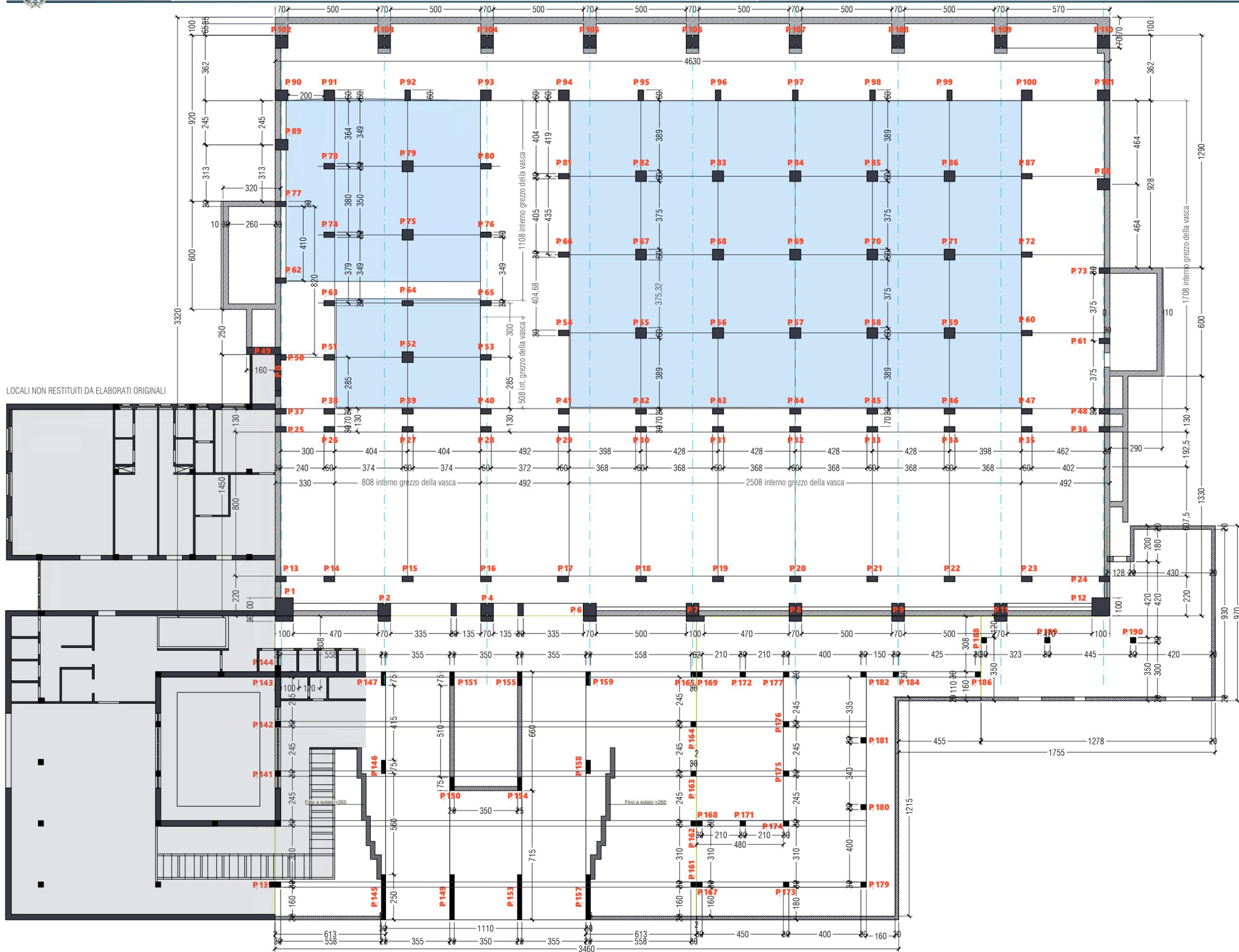
Numero







RIF: TAV.80 Rev.29/03/73

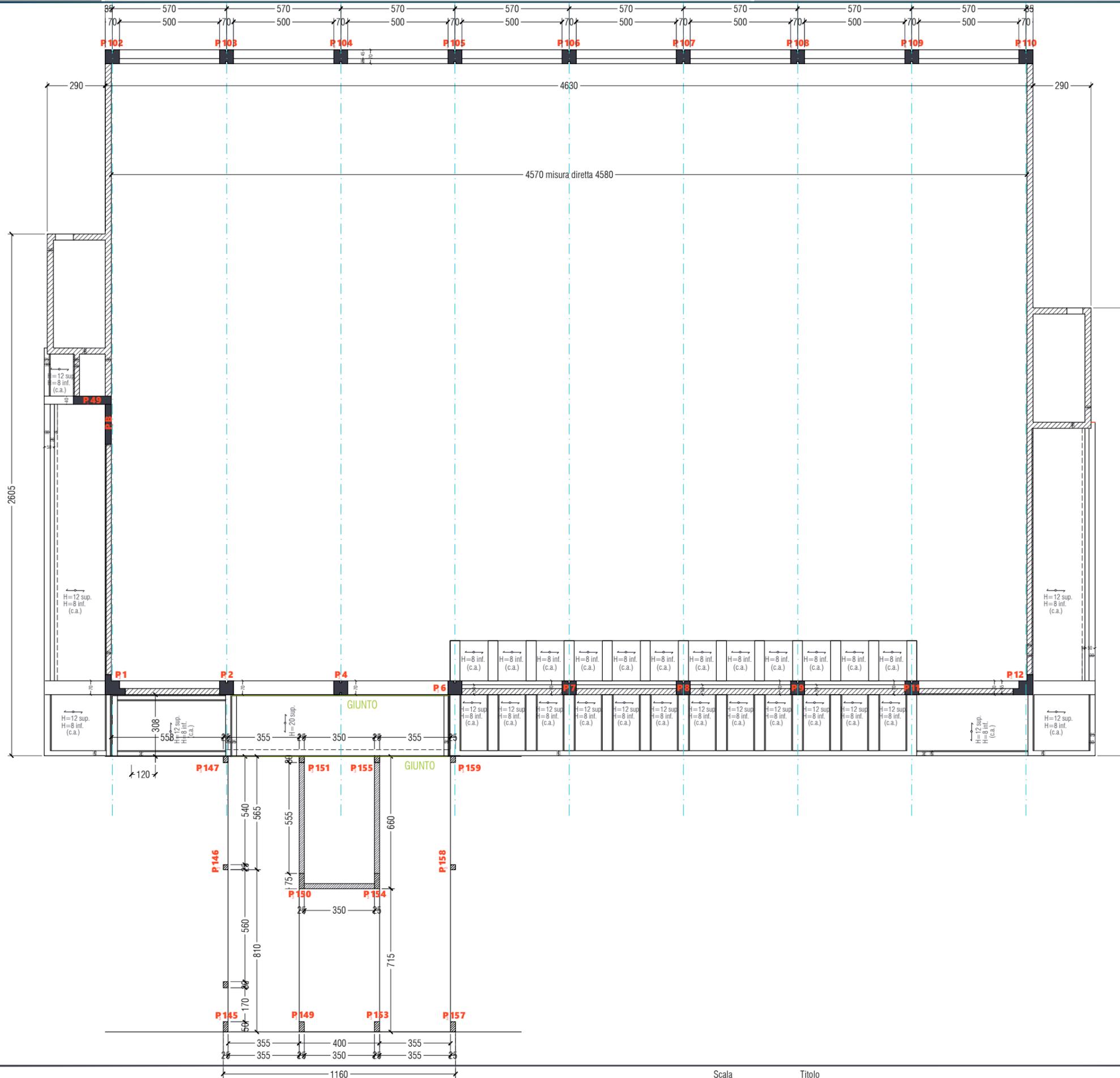


LOCALI NON RESTITUITI DA ELABORATI ORIGINALI

- MURI IN C.A.
- MURI IN MATTONI PIENI O DOPPI UNI

RIF: TAV.89 Rev.29/03/73

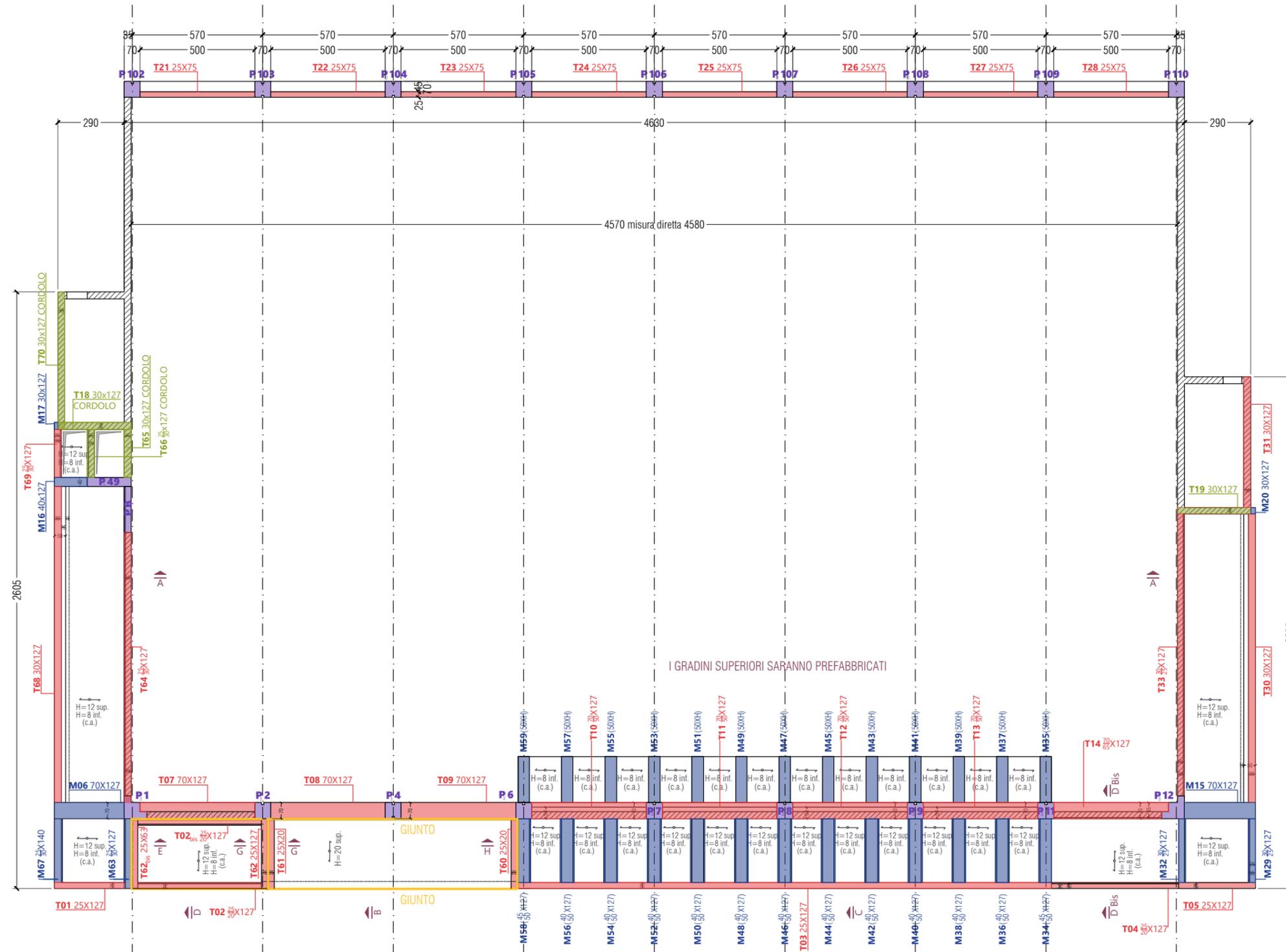




- MURI IN C.A.
- MURI IN MATTONI PIENI O DOPPI UNI

RIF: TAV.70 Rev.27/11/73





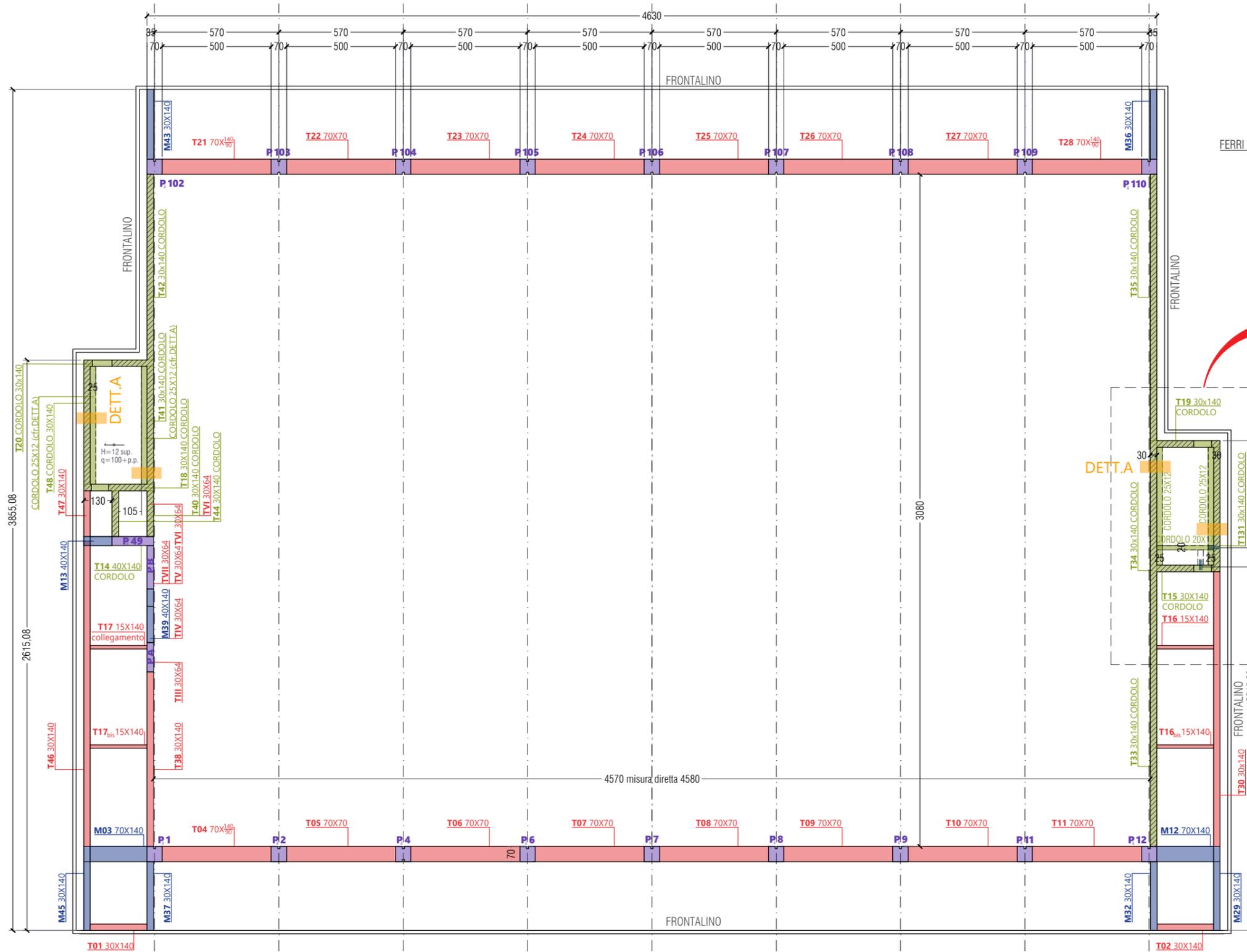
SOLAI	
H=12cm	q=600kg/mq+pp= 700kg/mq TOTALI
H=20cm	q=600kg/mq+pp= 800kg/mq TOTALI

N.B.: SOLAI H12 sup. - AGGIUNGERE ALL'ARMATURA PREVISTA 1012 SUPERIORE DIRITTO OGNI 50cm NEL SOLAIO H12 sup.

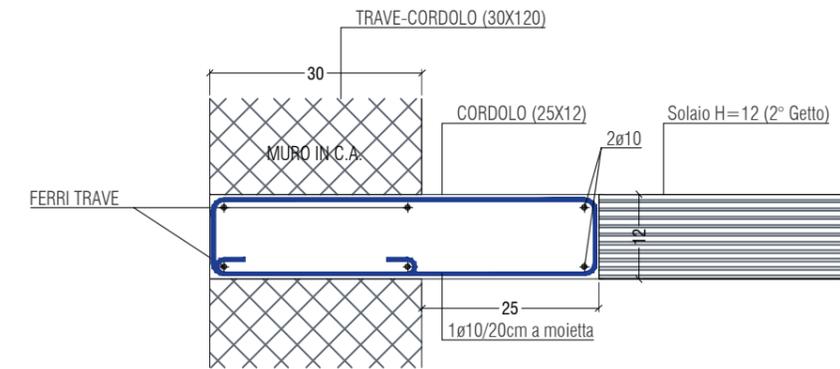
SEZIONE TRAVI	
1ª dimensione: Larghezza	
2ª dimensione: Altezza	
CEMENTO tipo R425 (a 3.00 ql al mc)	
ACCIAIO AQ 50	

RIF: TAV.70 Rev.27/11/73

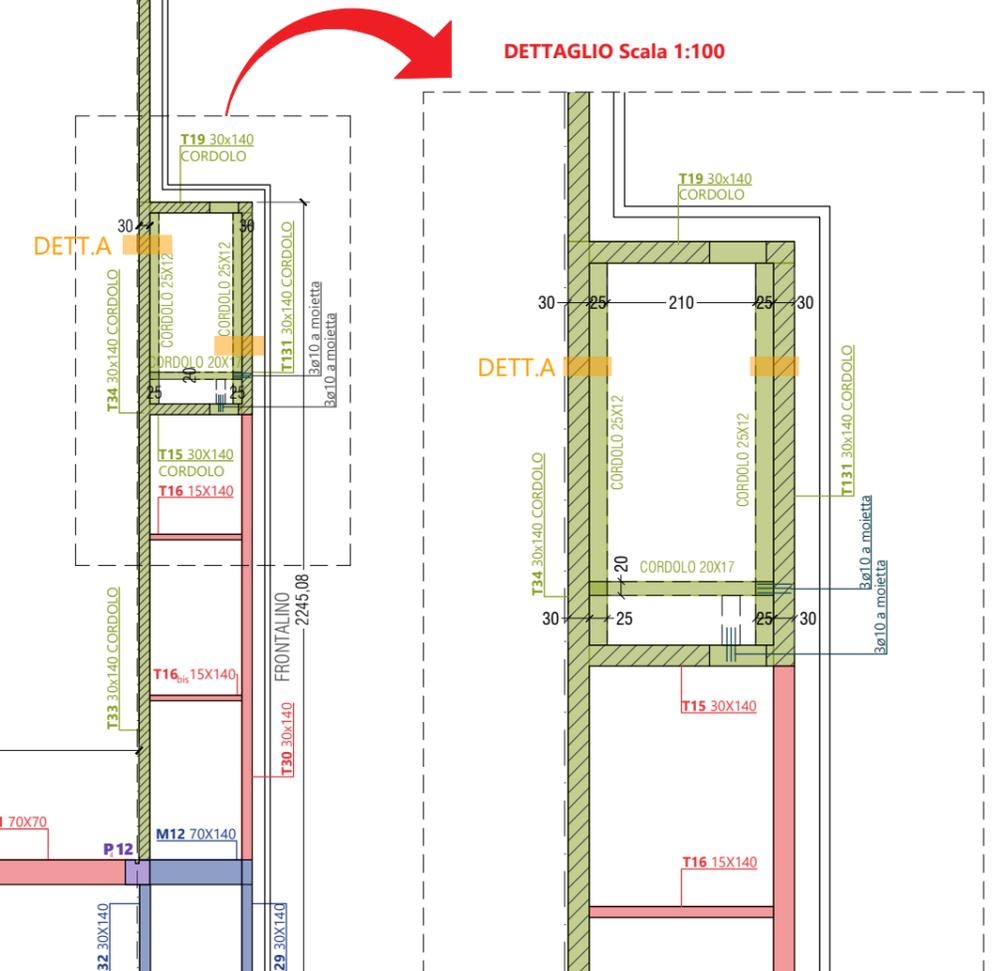




DETTAGLIO A - CORDOLO 25X12



DETTAGLIO Scala 1:100



SEZIONE TRAVI

1ª dimensione: Larghezza
2ª dimensione: Altezza

CARICHI

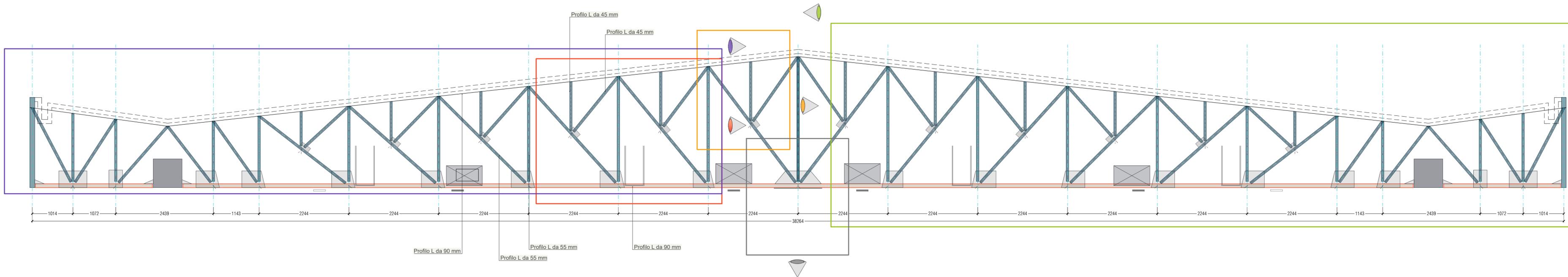
- SOVRACCARICO UTILE = 100kg/mq
- + pp ETERNIT E FERRO = 100kg/mq
- + pp CONTROSOFFITTO = 50kg/mq
- + pp CANALIZZAZIONI = 50kg/mq
- CARICO TOTALE = 300kg/mq**

CEMENTO tipo R425 (a 3.00 ql al mc)

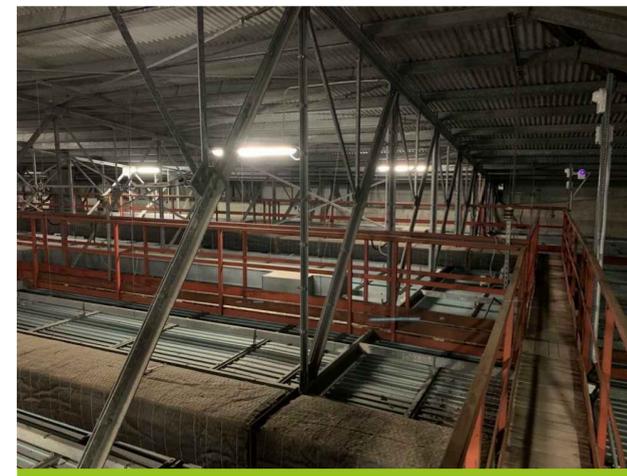
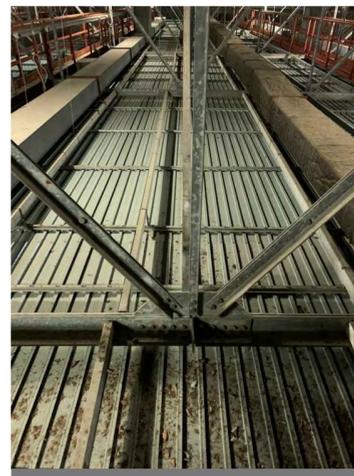
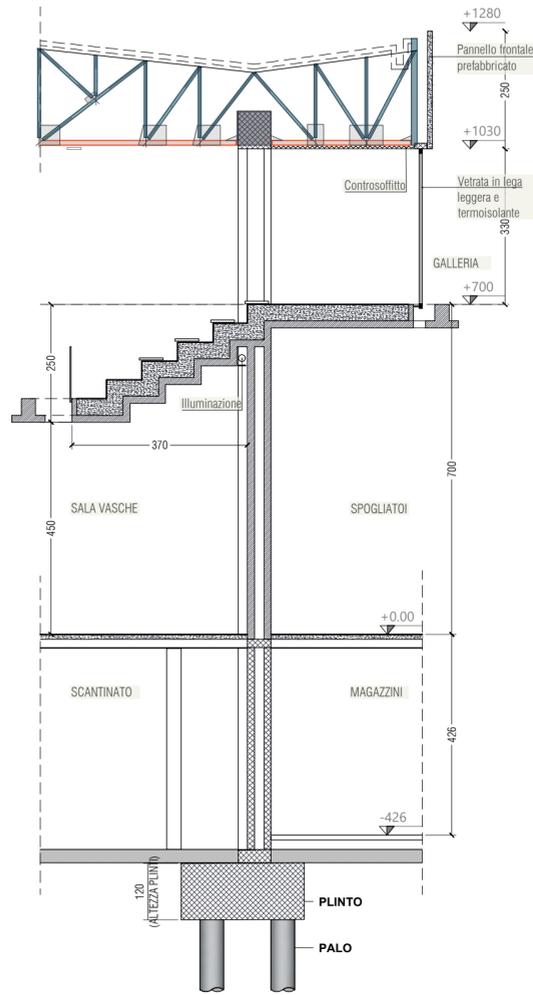
ACCIAIO AQ 50

RIF: TAV.99 Rev.08/06/73



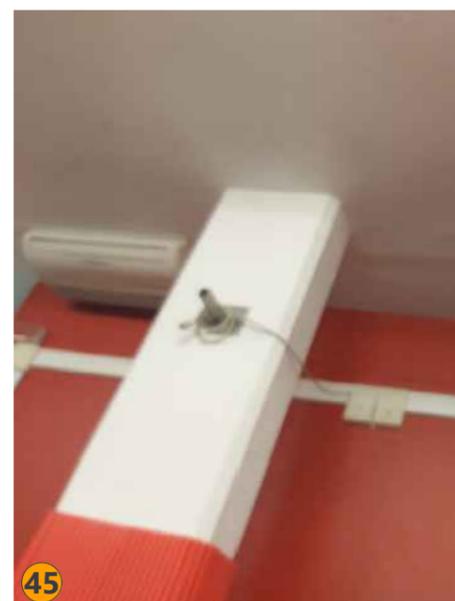
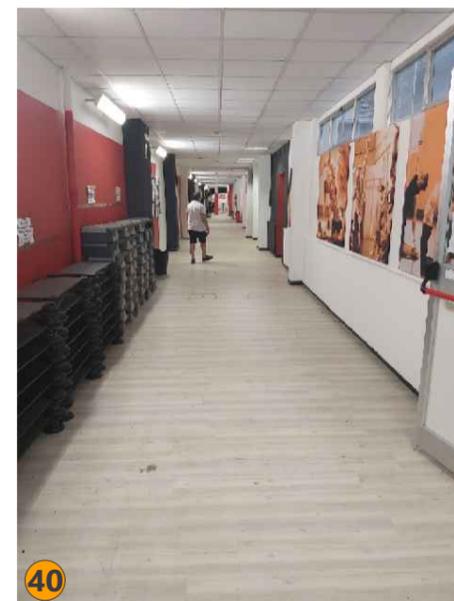


SEZIONE TRASVERSALE SU GALLERIA- Scala 1:100

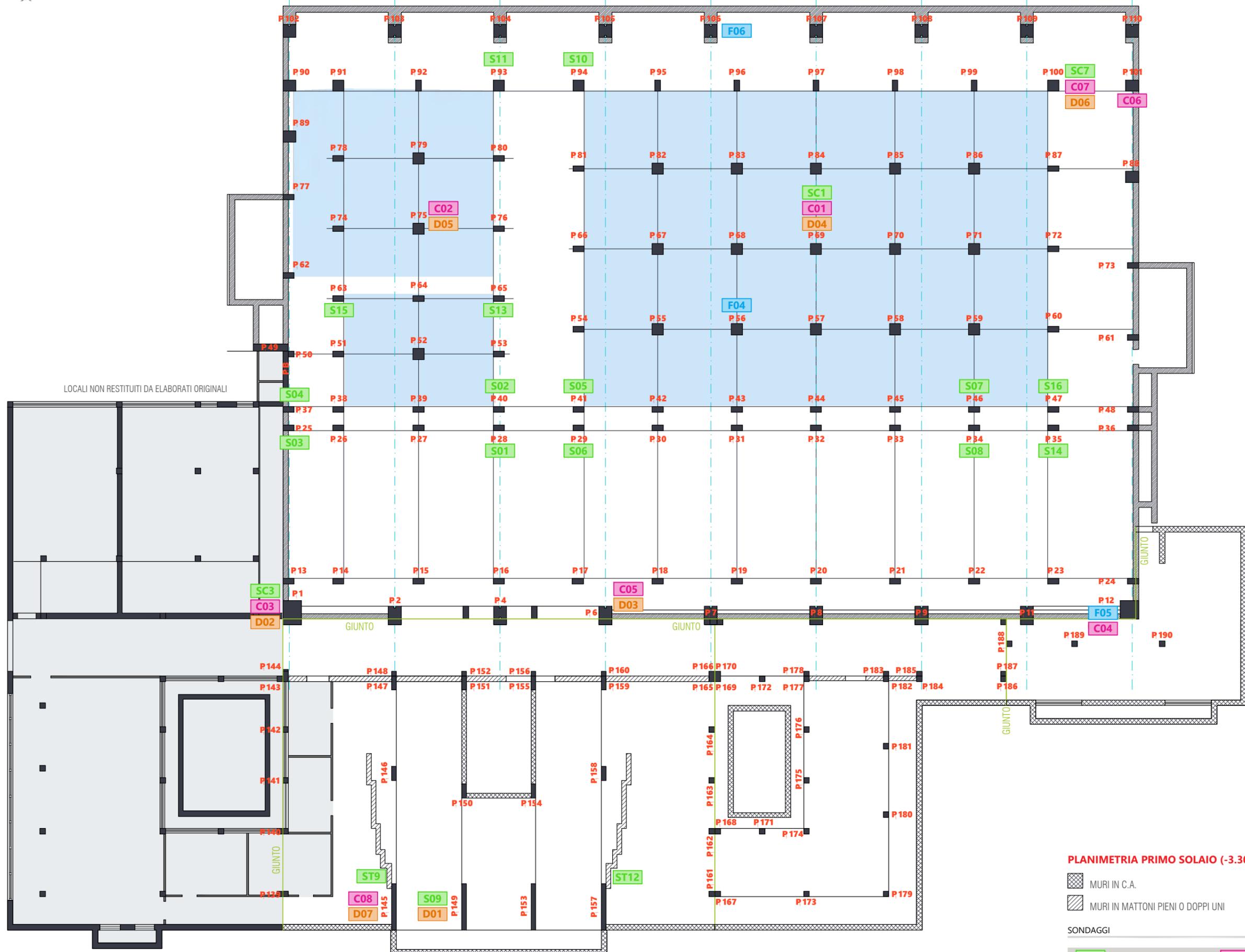












LOCALI NON RESTITUITI DA ELABORATI ORIGINALI

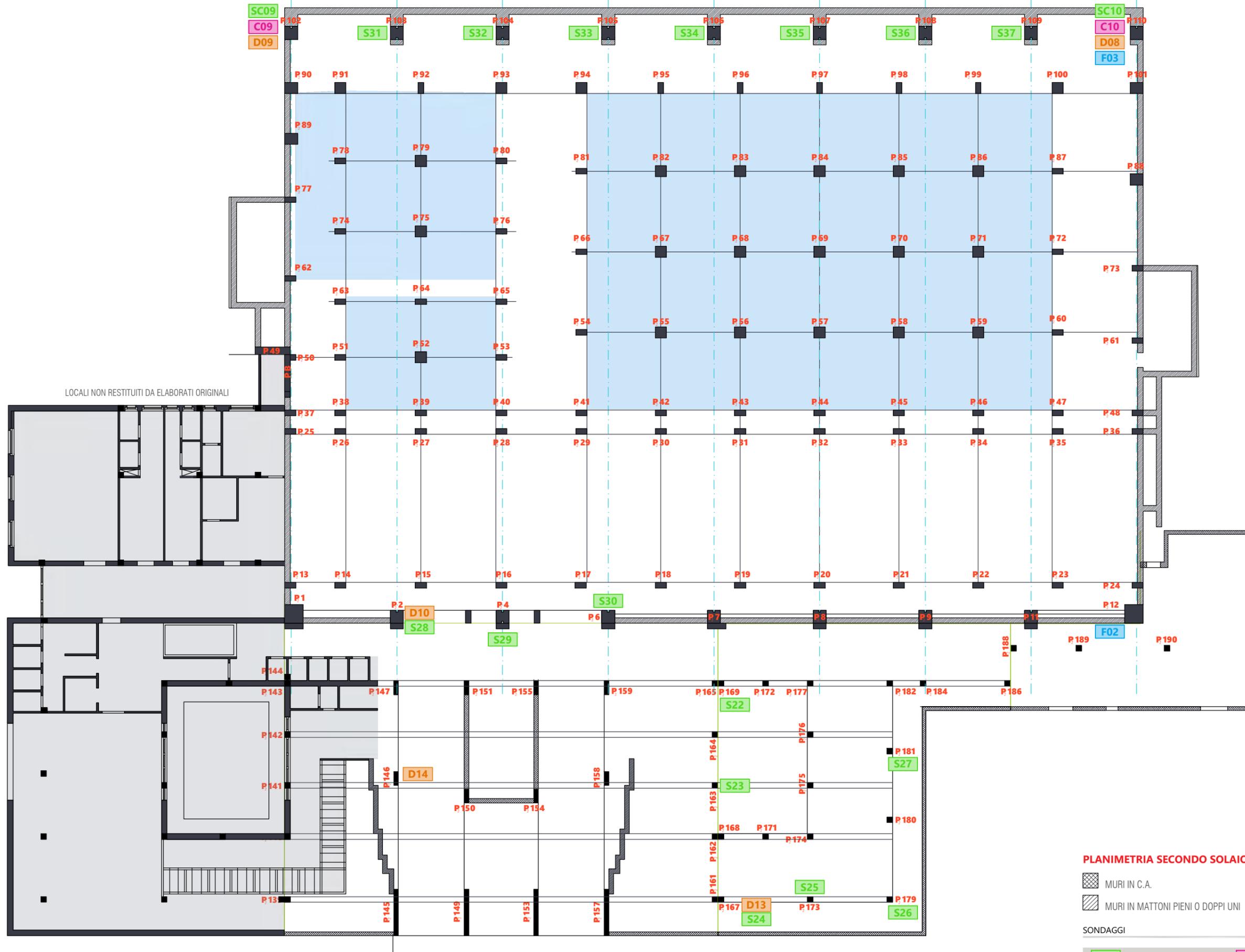
PLANIMETRIA PRIMO SOLAIO (-3.30m)

- MURI IN C.A.
- MURI IN MATTONI PIENI O DOPPI UNI

SONDAGGI

S00 Prova SONREB/Sclerometrica C00 Carotaggio D00 Prova durezza F00 Verifica ferri





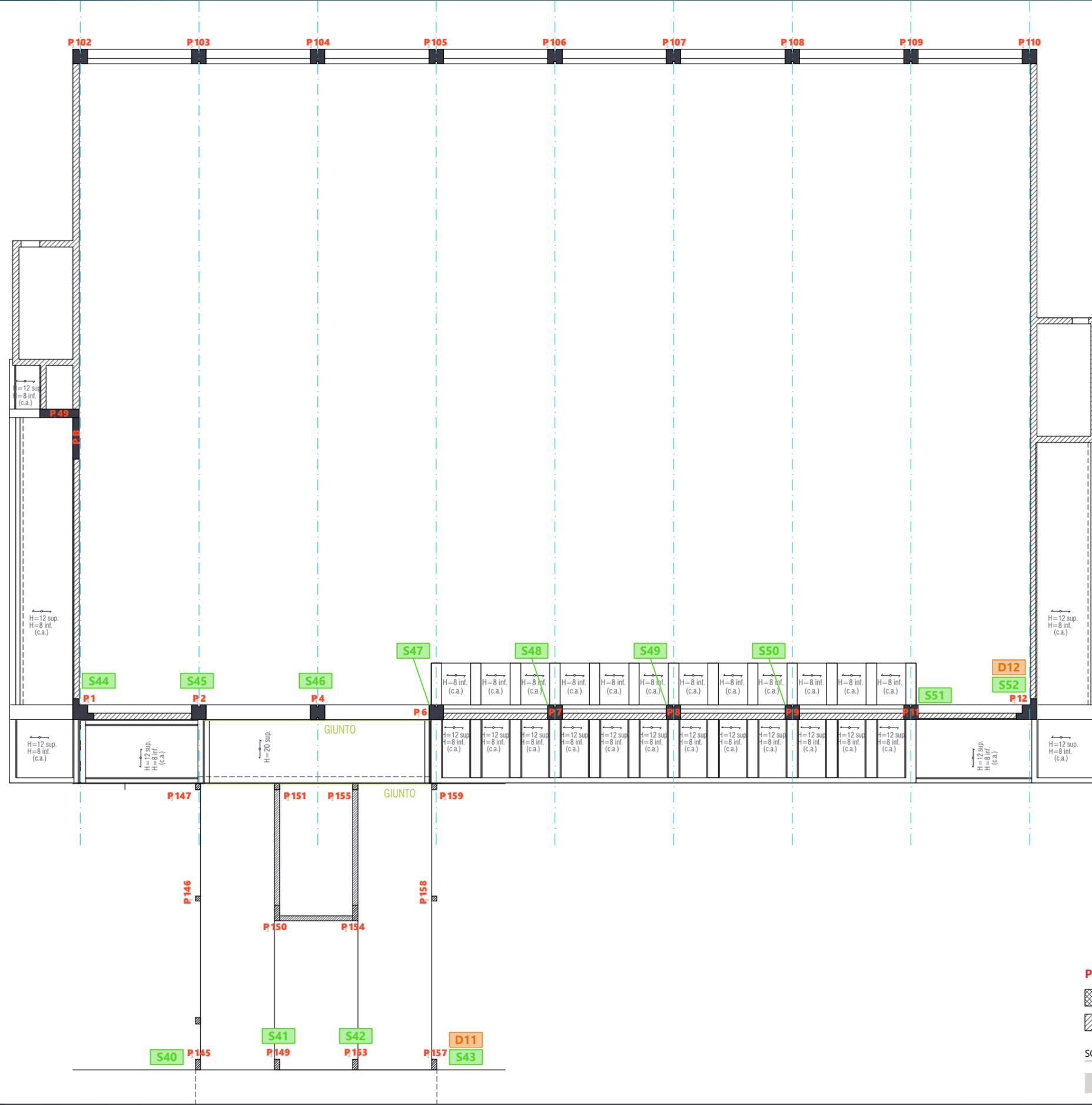
LOCALI NON RESTITUITI DA ELABORATI ORIGINALI

PLANIMETRIA SECONDO SOLAIO (+0.00m)

- MURI IN C.A.
- MURI IN MATTONI PIENI O DOPPI UNI

SONDAGGI

- S00 Prova SONREB/Sclerometrica
- C00 Carotaggio
- D00 Prova durezza
- F00 Verifica ferri



PLANIMETRIA TERZO SOLAIO (+7.70m)

- MURI IN C.A.
- MURI IN MATTONI PIENI O DOPPI UNI

SONDAGGI

- S00 Prova SONREB/Sclerometrica
- C00 Carotaggio
- D00 Prova durezza
- F00 Verifica ferri





VALUTAZIONE DELLE VULNERABILITÀ TANGIBILI PER AZIONI STATICHE
ALLEGATO 1.12 : Tabella riepilogativa dei risultati delle prove indirette sul c.l.s.

In allegato, si propongono, in via preliminare i risultati estrapolati dalle prove indirette effettuate sugli elementi in calcestruzzo nell'ambito della programmazione delle indagini di caratterizzazione meccanica di supporto alla analisi strutturale.

Allo stato attuale le verifiche prestazionali di resistenza meccanica dei getti sono state indirizzate alle strutture verticali (muri e pilastri). Ci si riserva un successivo controllo sulle strutture orizzontali (mensole e travi).

I punti di indagine, indicati nelle planimetrie di ALLEGATO 1.11 hanno fornito dati comparabili e coerenti con i risultati di prova dichiarati nel verbale di Collaudo del 1978.

Le prove a compressione sui cubetti (delle dimensioni di 20x20x20cm ed in alcuni casi di 16x16x16cm) in conglomerato fornirono infatti valori pari a :

- 322.5 e 265 daN/cm² (data di getto marzo 1973);
- 400.0 e 355.0 daN/cm² (data di getto gennaio 1973);
- 480.5 e 425.8 daN/cm² (data di getto giugno 1977);

Tra le prove effettuate risulta una sola anomalia su S14, tale per cui l'elemento strutturale (pilastro perimetrale a livello interrato) verrà indagato ulteriormente.

COD	MEDIA IR (daN/mq)			
	Gasparik	Deleo Pascale	Giacchetti laquanti	RILEM
SC01	500	540	462	556
SC03	358	374	301	363
SC07	504	541	464	559
SC09	561	598	527	635
SC10	449	461	394	474
S1	508	571	482	581
S2	467	521	433	522
S3	424	452	375	452
S4	559	598	525	633
S5	472	528	440	530
S6	509	553	474	571
S7	493	555	465	561
S8	492	536	455	549
S9	411	426	355	428
S10	483	536	450	542
S11	444	487	403	486
S12	300	319	246	296
S13	463	511	426	514
S14	63	35	25	31
S15	568	617	541	651
S16	338	360	284	343
S17	318	337	263	317
S22	342	347	281	338
S23	342	350	282	340
S24	367	388	313	377
S25	318	326	258	311
S26	330	338	270	325
S27	382	389	322	388
S28	359	388	309	372
S29	330	346	274	330
S30	432	461	384	463
S31	596	644	571	688
S32	559	599	526	634
S33	455	503	417	503
S34	546	593	515	620
S35	521	559	483	582
S36	502	532	459	553
S37	483	504	434	523
S40	344	345	281	338
S41	312	317	251	303
S42	276	276	214	258
S43	285	295	227	274
S44	354	365	296	356
S45	375	395	321	387
S46	264	272	207	250
S47	501	520	452	544
S48	513	546	472	568
S49	499	512	447	538
S50	452	464	396	477
S51	430	440	373	449
S52	406	408	344	414

DETERMINAZIONE DELLA FORZA DI ROTTURA DEL TESSUTO

N° PROVA : 2707

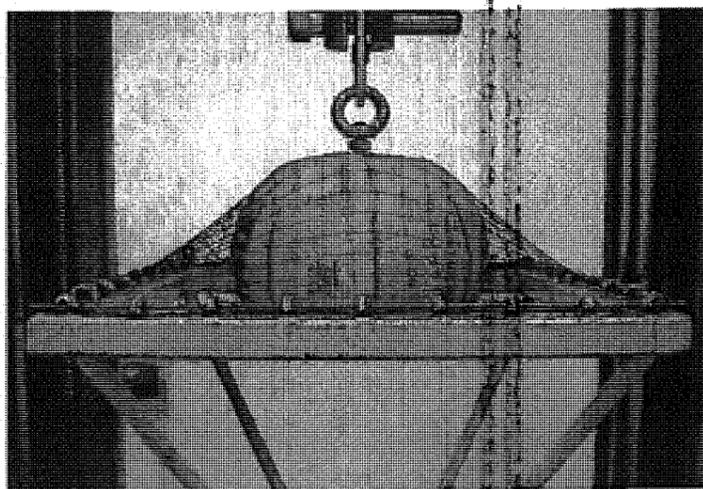
N° SIGILLO : _____

DATI TECNICI:

MACCHINA UTILIZZATA : dinamometro a velocità costante di spostamento di un morsetto tipo Acquati modello AG 5 E con capacità di carico massimo di 5000 daN,

CARATTERISTICHE DELLA MAGLIA : Rete in Nylon titolo 210/90 mm. 100

Prova eseguita su una rete con misura mm. 400 x 400 e sfera con diametro 220 mm



T
R
A
Z
I
O
N
E

VELOCITA' DI PROVA : 100 mm / min

CELLA DI CARICO : 5000 daN 500 daN 50 daN

1 daN = 1 kg

SCALA DI MISURAZIONE GRAFICO : 100% 40% 20% 10% 4%

Si riferisce all'intervallo da 0 a 100 del grafico della prova, sotto è riportata una tabella con i valori delle scale.

SCALA %	CELLA 5000	CELLA 500	CELLA 50
100	5000 daN	500 daN	50 daN
40	2000 daN	200 daN	20 daN
20	1000 daN	100 daN	10 daN
10	500 daN	50 daN	5 daN
4	200 daN	20 daN	2 daN

CRITERIO DI ACCETTABILITÀ : > 300 daN

RISULTATI DELLA PROVA:

CARICO DI ROTTURA : 310 daN

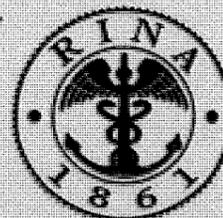
ALLUNGAMENTO : 60 %

CLIENTE : _____

DATA / FIRMA : 4/06/2007

F.A.R. FABBRICA ARTIGIANALE RETI
di RIBOLA MARIO & C. s.r.l.
Via Cave, 1/m
25050 PROVAGLIO D'ISEO (BS)
Tel. +39 030 9882018-31 - Fax +39 030 9882026
Part. I.V.A. e Cod. Fisc. 02662590309

I dati riscontrati si riferiscono a rete integra e stoccata in magazzino lontano da luce, calore e agenti chimici (es. olio)



RINA

CERTIFICATO DI PROVA

N. RINA RF2

Pratica n. 2005DGPC187

emesso ai sensi dell'art. 8 del decreto del Ministro dell'Interno del 26 giugno 1984 concernente "Classificazione di reazione al fuoco ed omologazione dei materiali ai fini della prevenzione incendi" modificato con decreto del Ministro dell'Interno del 03 settembre 2001 (G.U. n°242 del 17 ottobre 2001)

Visto l'esito degli accertamenti effettuati si certifica che al **MATERIALE DI ARREDAMENTO** (allegato A.2.1)

prodotto da: F.A.R. FABBRICA ARTIGIANALE RETI di Ribola Mario & C. snc - Via Cave, 1/m - 25050 Provaglio D'iseo (BS)

denominato: Nylon 6

impiegato come: Tendaggio, sipario, drappoggio

Posto in opera: Sospeso, suscettibile di prendere fuoco su entrambe le facce

è attribuita in conformita' alla UNI 9177 la **CLASSE DI REAZIONE AL FUOCO:**

1 (UNO)

Il presente certificato è valido unicamente per la campionatura sottoposta a prova.

Data 30/05/2005

M. Dinale

RINA
Il Direttore del laboratorio



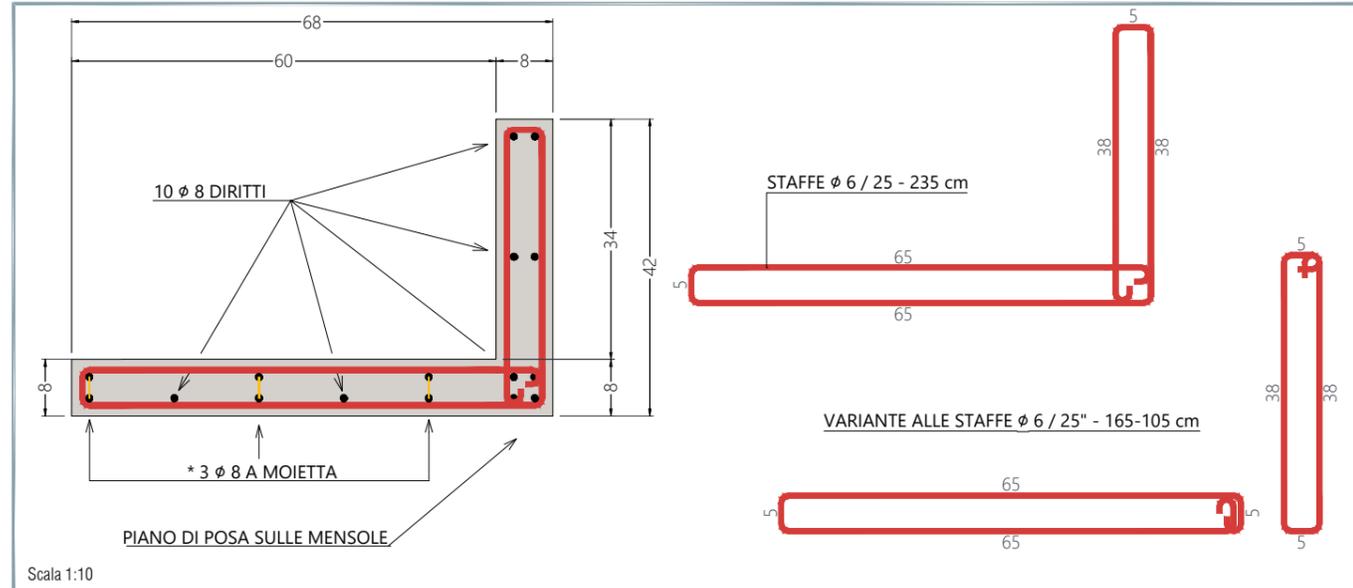
RINA
M. Dinale

RINA Società per azioni
Gruppo REGISTRO ITALIANO NAVALE
Via Corsica 12 - 16128 Genova
Tel. +39 010 53851
Fax. +39 010 5351000

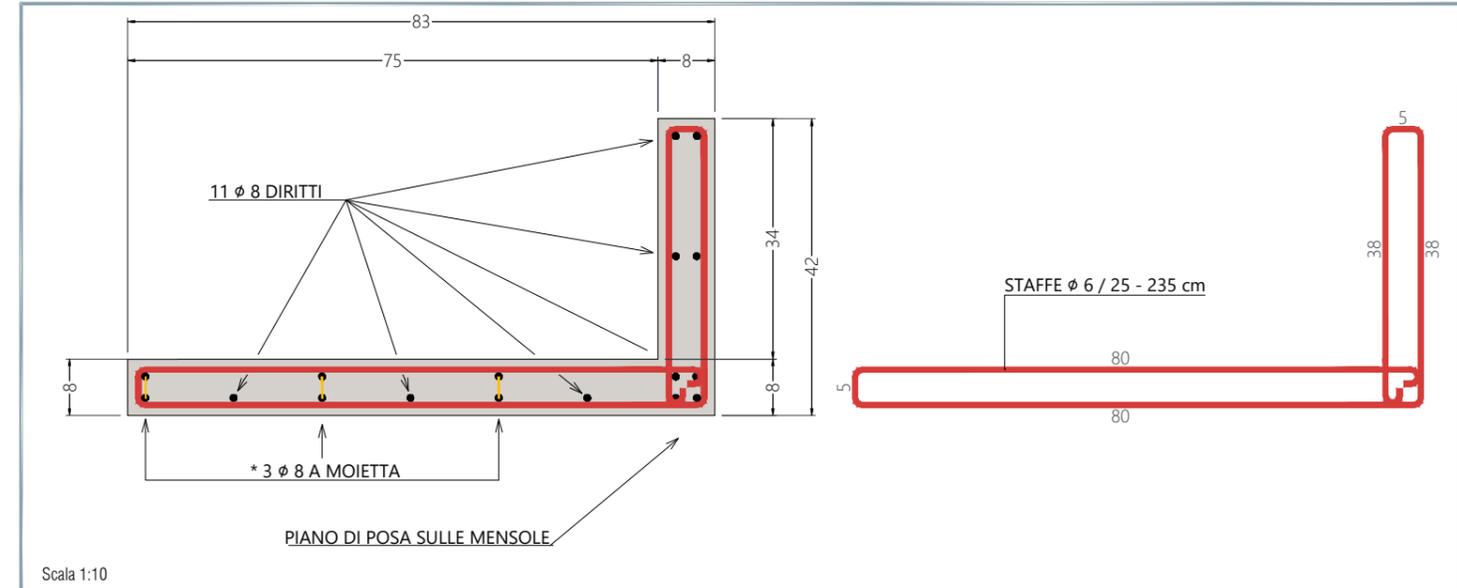
F.A.R. FABBRICA ARTIGIANALE RETI
di RIBOLA MARIO & C. s.r.l.
Via Cave, 1/m
25050 PROVAGLIO D'ISEO (BS)
Tel. +39 030 9882018-31 - Fax +39 030 9882026
Part. I.V.A. e Cod. Fisc. 02662590309



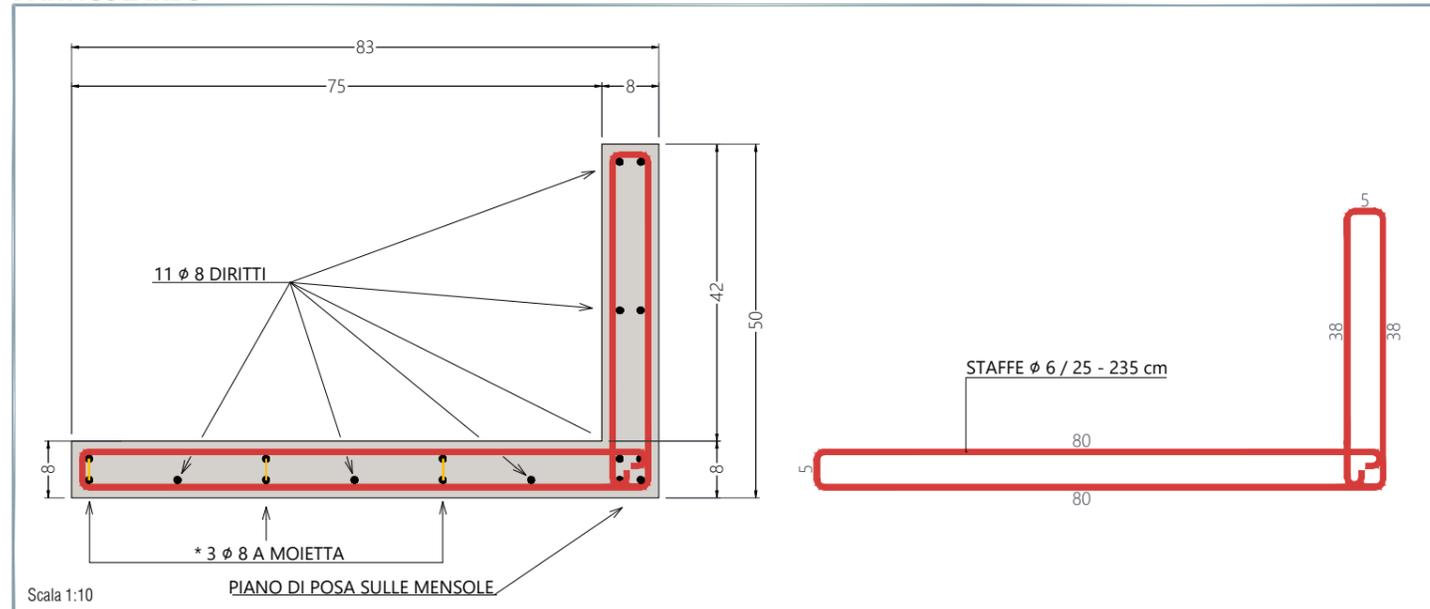
PARTICOLARE 1



PARTICOLARE 2

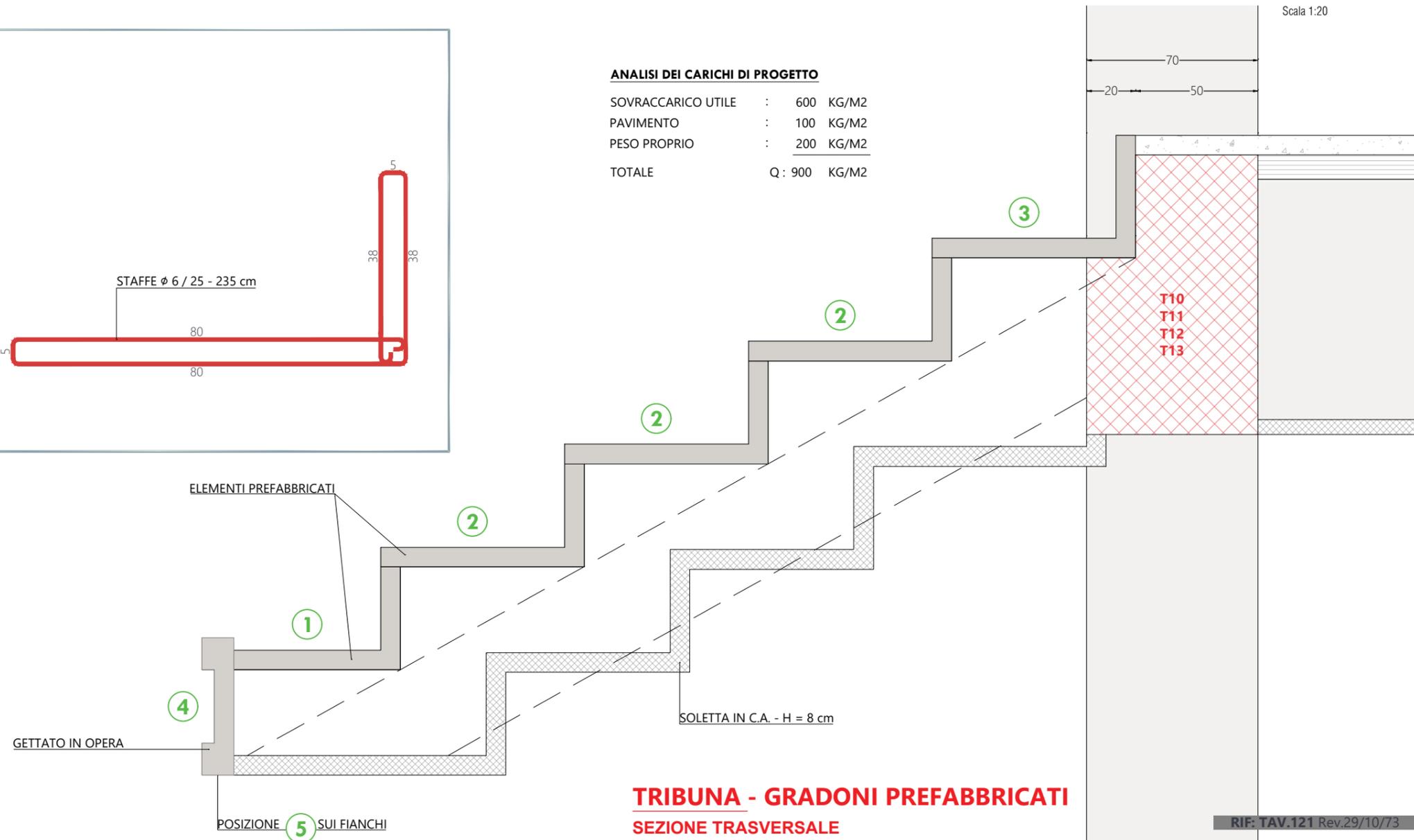
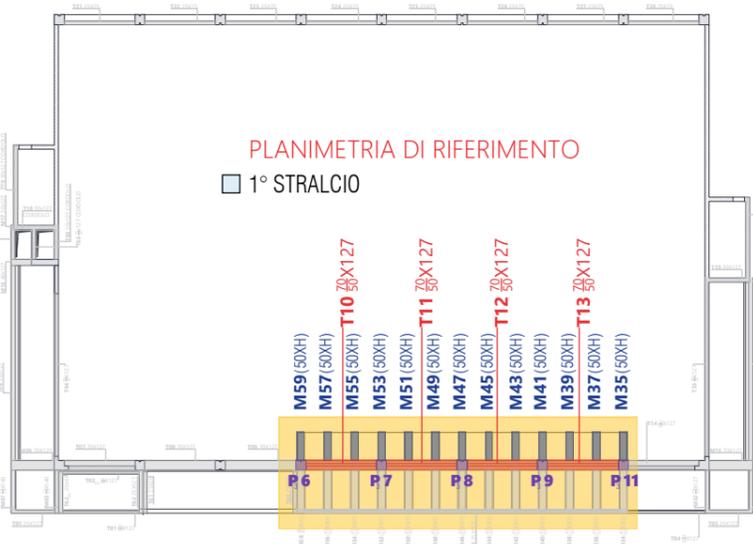


PARTICOLARE 3



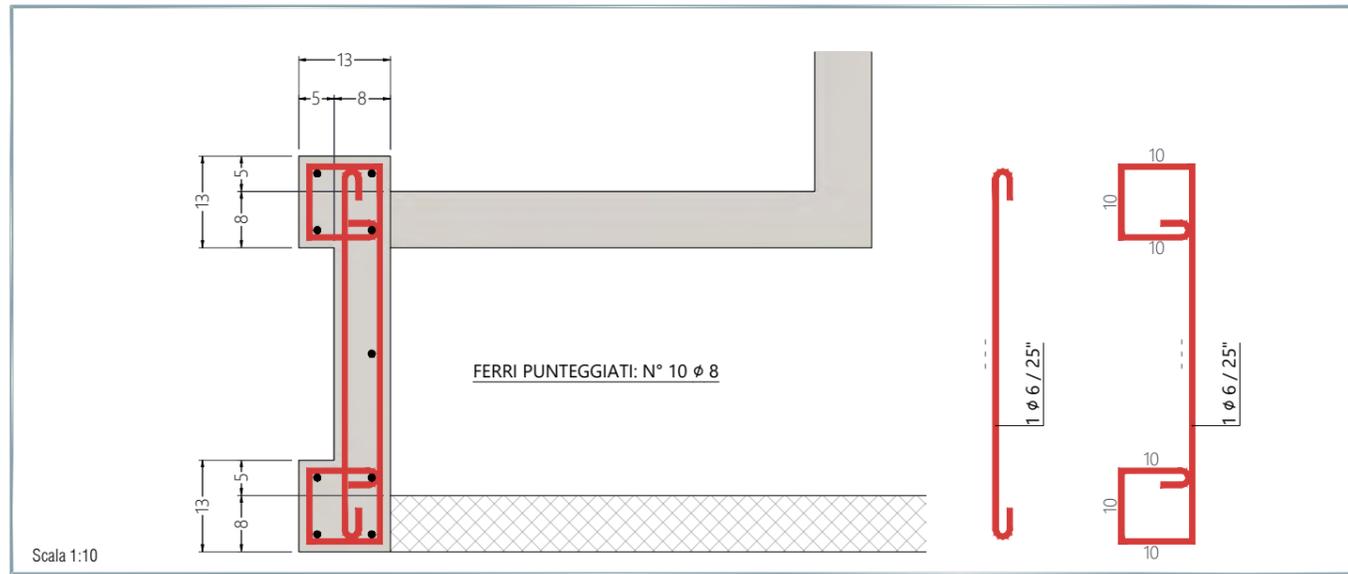
ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO

SOVRACCARICO UTILE	: 600 KG/M2
PAVIMENTO	: 100 KG/M2
PESO PROPRIO	: 200 KG/M2
TOTALE	Q: 900 KG/M2

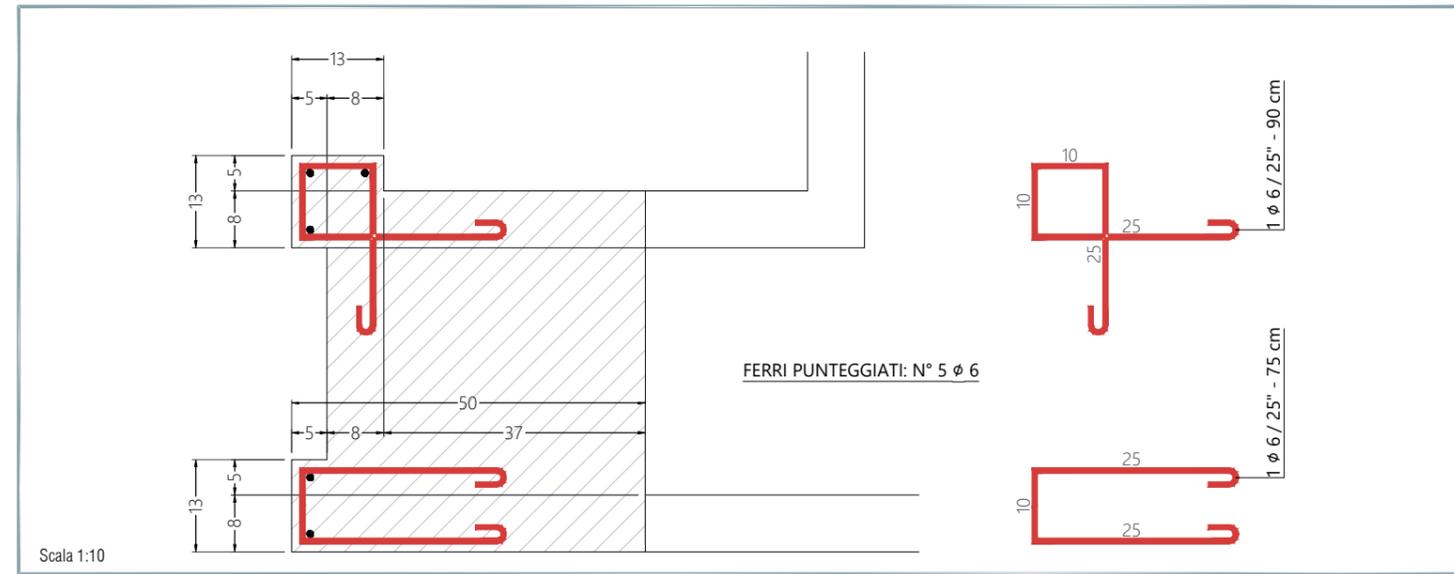




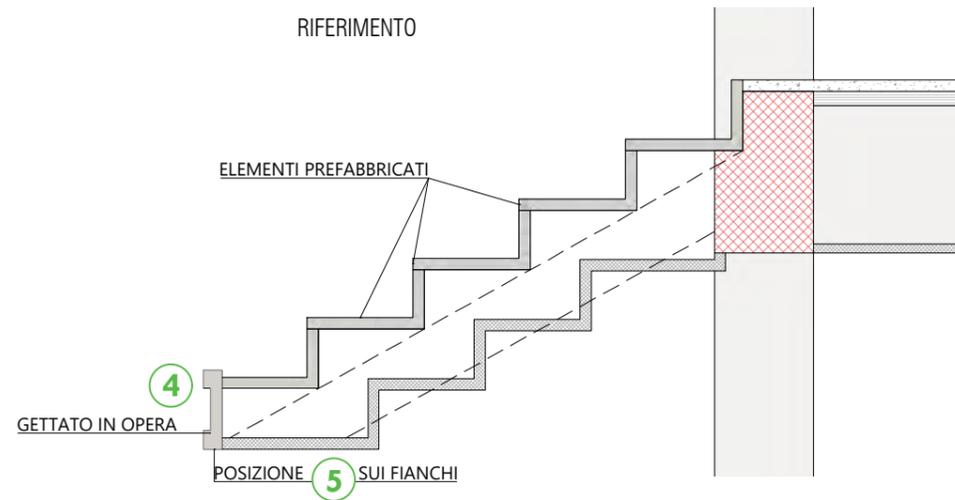
PARTICOLARE 4



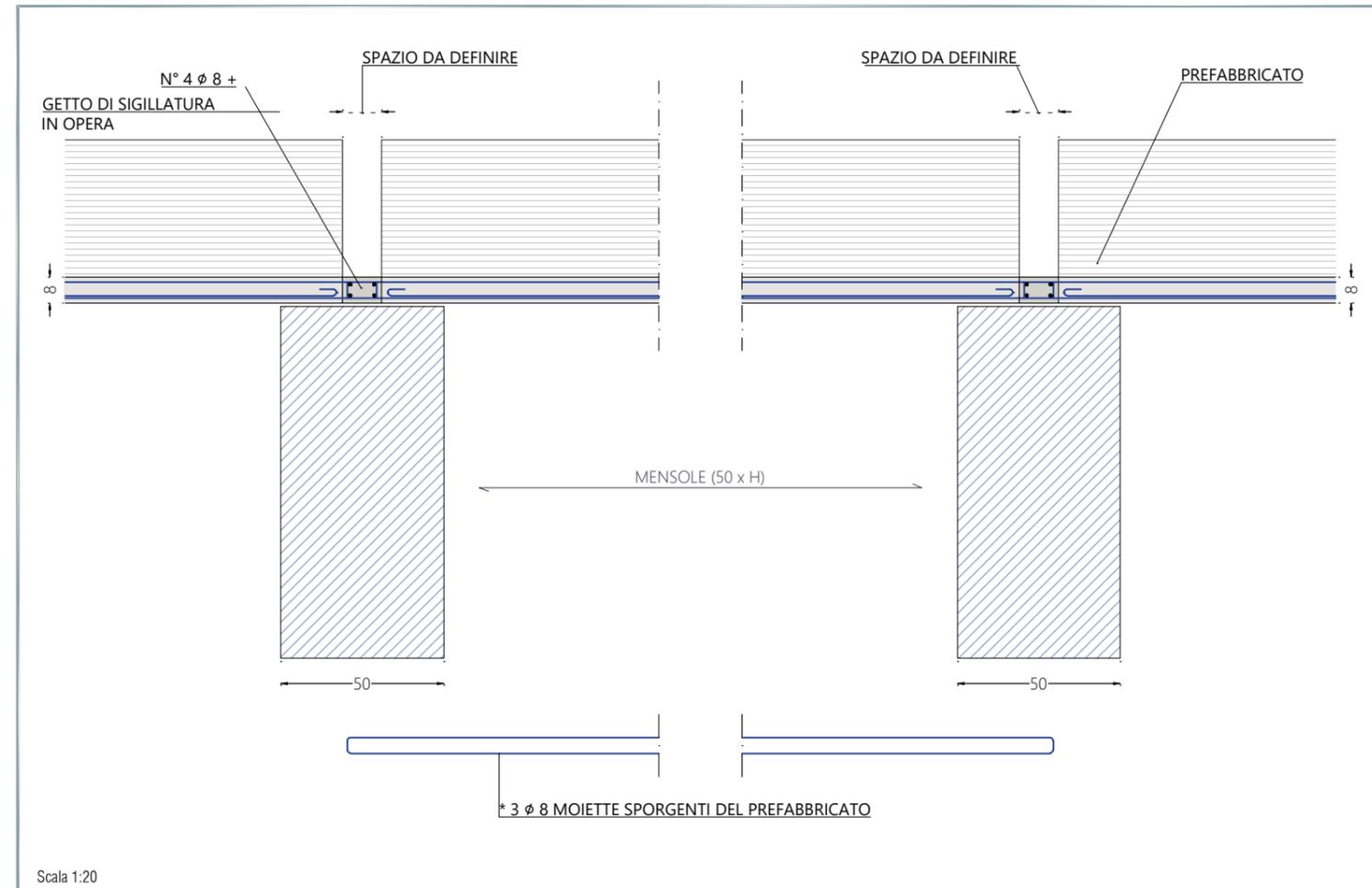
PARTICOLARE 5



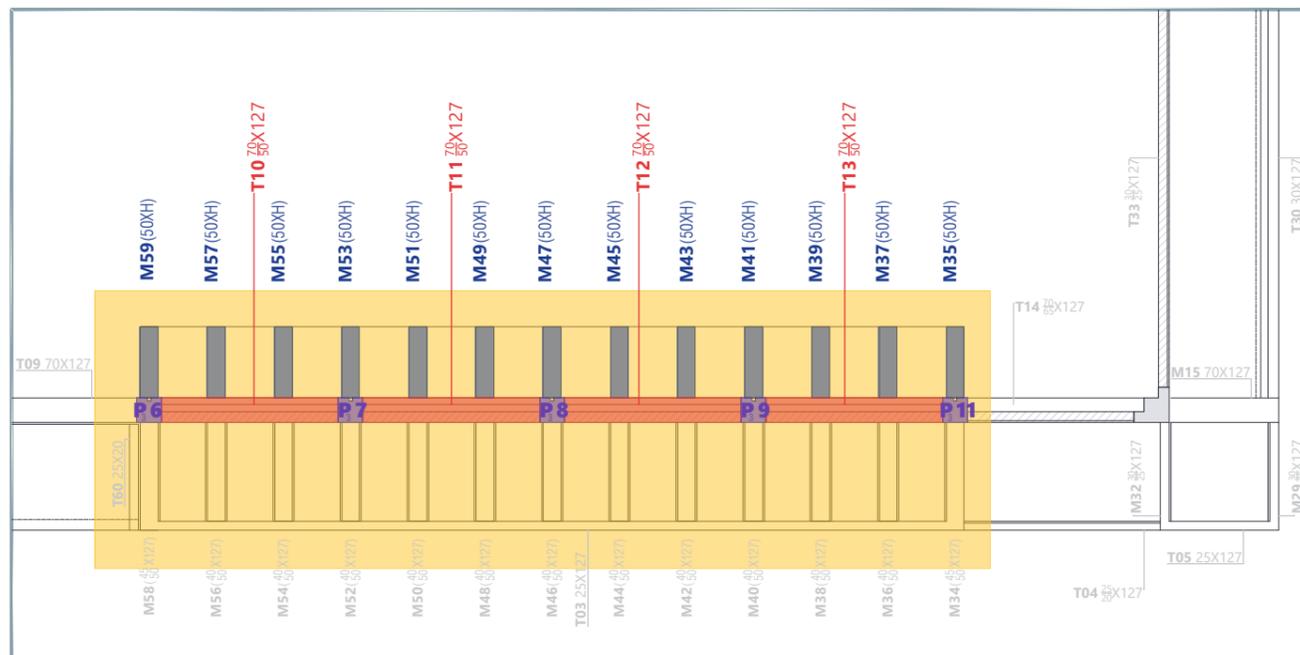
RIFERIMENTO



PARTICOLARE CORDOLI SU MENSOLE

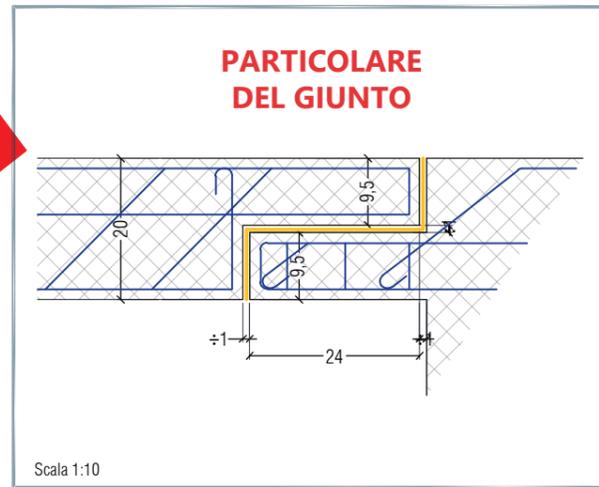
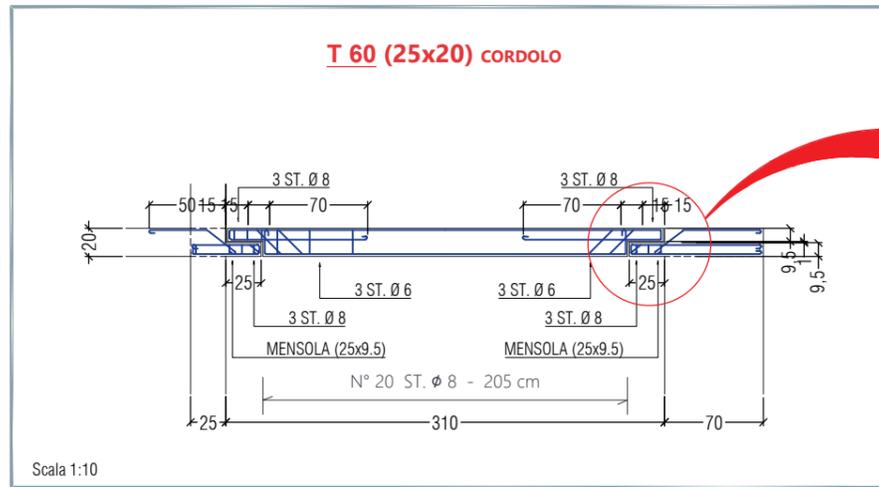


PLANIMETRIA DI RIFERIMENTO

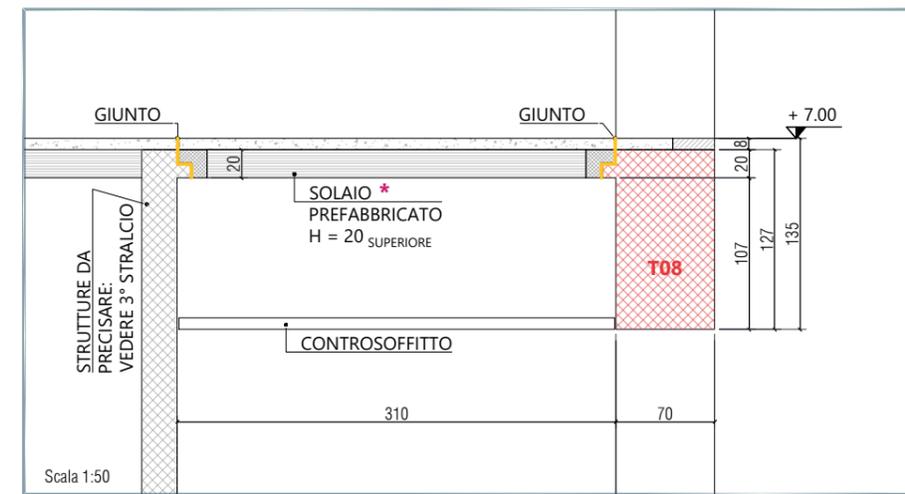


RIF: TAV.121 Rev.29/10/73



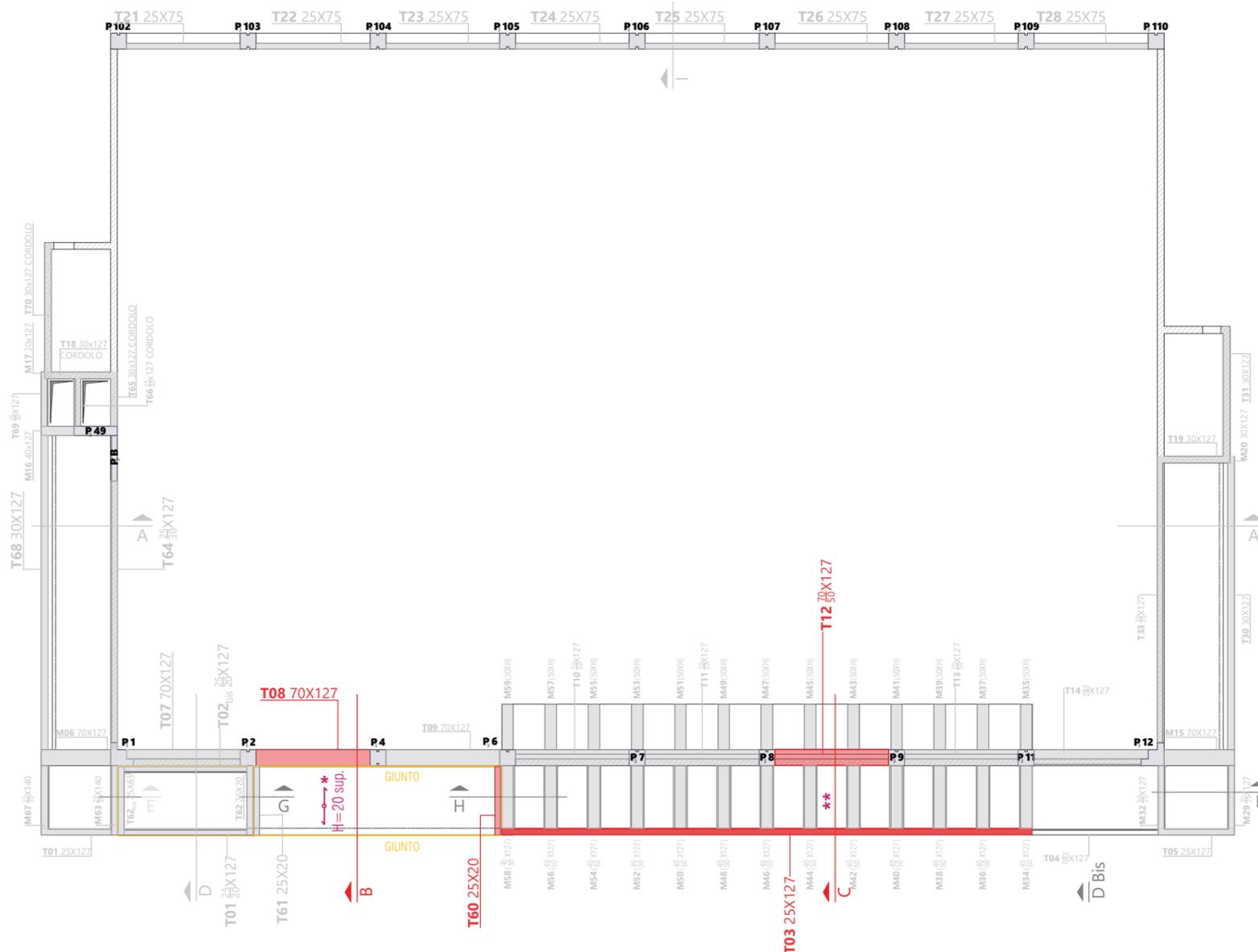


SEZIONE B-B



SOLAI	
H = 12cm	q = 600kg/mq + pp = 700kg/mq TOTALI
H = 20cm	q = 600kg/mq + pp = 800kg/mq TOTALI

PLANIMETRIA DI RIFERIMENTO □ 1° STRALCIO



SEZIONE C-C

