

SISTEMA DI TRASPORTO PUBBLICO DI TIPO FILOVIARIO

GARA D'APPALTO PER LA PROGETTAZIONE ESECUTIVA,
L'ESECUZIONE DEI LAVORI E LA FORNITURA DEI VEICOLI

OFFERTA TECNICA
B2 - PROGETTO DEFINITIVO



AGGIORNAMENTO DEL PROGETTO DEFINITIVO DI OFFERTA

ELABORATO:

OPERE STRADALI
OPERE D'ARTE

Sottopasso via Città di Nimes

Parte generale - Relazione di calcolo diaframmi

A.T.I.:

SOVECO
COSTRUZIONI SPA

CONSORZIO COOPERATIVE COSTRUZIONI
CCC

Società cooperativa
(MANDATARIA/CAPOGRUPPO)

ALPIQ
Alpiq InTec Verona S.p.A.

APTS
Advanced Public
Transport Systems bv



**NUOVA
MAZZI**
S.r.l.

Balfour Beatty
Rail

SCALA:	-
RIF. N°:	PD80201RS01B.doc
ALLEGATO N°:	PD 80201 RS01

PROGETTAZIONE R.T.P.:

RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE TRA LE VARIE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Massimo Raccosta



(MANDATARIA/CAPOGRUPPO)

DIRETTORE TECNICO

Dott. Ing. Massimo Raccosta

ETS
Engineering and Technical Services
S.p.A.
(MANDANTE)

DIRETTORE TECNICO

Dott. Ing. Giambattista Parietti

REV.	DATA	DESCRIZIONE	ELABORAZIONE	REDATTO	VISTO	APPROVATO
B	Apr. 2013	Aggiornamento del progetto definitivo di offerta a seguito della Conferenza dei Servizi del 26/10/2012	Technital	Bianchini	Pezzini	Renso
A	Dic. 2010	Emissione	Technital	Bianchini	Pezzini	Renso

Il presente documento non potrà essere copiato, riprodotto o altrimenti pubblicato, in tutto o in parte, senza il consenso scritto. Ogni utilizzo non autorizzato sarà perseguito a norma di legge.
This document may not be copied, reproduced or published, either in part or entirely, without the written permission. Unauthorized use will be prosecuted by law.

INDICE

1. GENERALITÀ.....	2
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	5
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	6
3.1. CALCESTRUZZO	6
3.2. ACCIAIO D'ARMATURA.....	6
4. PROFILO STRATIGRAFICO.....	7
5. METODI DI CALCOLO	8
5.1. MODELLAZIONE	8
5.2. DEFINIZIONE STATI LIMITE ULTIMI (SLU)	8
5.3. DEFINIZIONE STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)	11
5.4. DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA (EQK)	11
6. MODELLAZIONE DIAFRAMMA ESISTENTE.....	16
VERIFICA A FLESSIONE T.A.....	19
VERIFICA A TAGLIO T.A.	20
7. MODELLAZIONE DIAFRAMMA ESISTENTE (CON TERRENO CONSOLIDATO COESIONE EQUIVALENTE CHE SIMULA L'EFFETTO DELLE COLONNE DI CONSOLIDAMENTO PARI A $C = 15$ KPA)	20
7.1. VERIFICA A FLESSIONE SLU	29
7.2. VERIFICA A TAGLIO SLU.....	30
7.3. VERIFICHE AGLI SLE	31
7.4. TABELLA RIASSUNTIVA E CONSIDERAZIONI FINALI	33
8. MODELLAZIONE NUOVO DIAFRAMMA.....	34
8.1. VERIFICA A FLESSIONE SLU	39
8.2. VERIFICA A TAGLIO SLU.....	40
8.3. VERIFICHE AGLI SLE	41
9. ALLEGATI	44

1. GENERALITÀ

L'oggetto del presente elaborato è la descrizione, l'analisi e la verifica strutturale dei diaframmi in c.a., nuovi ed esistenti, del sottopasso di Via Città di Nimes.

Allo stato attuale, sono presenti opere di sostegno (diaframmi) che caratterizzano l'attuale sottopasso di porta nuova e l'attuale sottopasso di porta palio. Dalle informazioni desunte dagli elaborati di contabilità delle opere eseguite, presenti presso il Comune di Verona, si è potuto notare come tutte le opere principali eseguite prevedono una altezza pari a 13.00m e che le stesse erano già state in parte progettate e realizzate con l'obiettivo di un futuro abbassamento in trincea della livelletta stradale ed in particolare:

Lato Porta Palio

Lato nord

- Diaframma H=13.00m di sviluppo pari a 90.04m (da recuperare)
- Muro di sostegno H=2.00m di sviluppo 20.00m (da demolire)
- Muro di sostegno H=1.00m di sviluppo 15.00m (da demolire)

Lato sud

- Diaframma H=13.00m di sviluppo pari a 90.06m (da recuperare)
- Muro di sostegno H=2.00m di sviluppo 20.00m (da demolire)
- Muro di sostegno H=1.00m di sviluppo 15.00m (da demolire)

Lato Porta Nuova

Lato nord

- Paratia di pali ϕ 1200 H=13.00m sviluppo 24.00m (da recuperare)
- Diaframma H=13.00m di sviluppo pari a 16.06m (da recuperare)
- Paratia di pali ϕ 1200 H=13.00m sviluppo 11.94m (da recuperare)
- Diaframma H=13.00m di sviluppo pari a 12.75m (da recuperare)
- Paratia di pali ϕ 1200 H=13.00m sviluppo 10.20m (da recuperare)
- Diaframma H=13.00m di sviluppo pari a 13.65m (da recuperare)
- Diaframma H=4.50m di sviluppo pari a 20.00m (da demolire)
- Muro di sostegno H=1.00m di sviluppo 20.00m (da demolire)

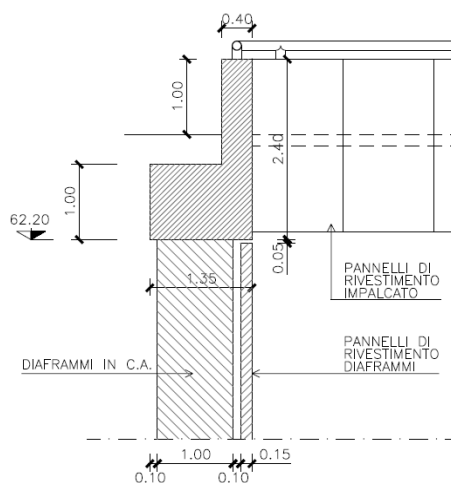
Lato sud

- Diaframma H=13.00m di sviluppo pari a 94.05m (da recuperare)
- Diaframma H=4.50m di sviluppo pari a 20.00m (da demolire)
- Muro di sostegno H=1.00m di sviluppo 20.00m (da demolire)

Ovviamente va notato che anche se tutte le opere esistenti sono state progettate per futuri abbassamenti della livelletta stradale, non sono in alcun modo rispondenti alle attuali normative in materia di costruzioni ed in particolare all'introduzione della verifica in condizione sismica delle opere stesse. Pertanto, al fine di intervenire nell'intera infrastruttura e nell'obiettivo di renderla il più rispondente possibile alle nuove esigenze normative, si è ipotizzato di consolidare il terreno a tergo delle stesse, con lo scopo di ottenere un terreno con caratteristiche meccaniche migliori tali da far diminuire le azioni di calcolo (spinta in condizione statica ed in condizioni sismiche). Per questo motivo sono state introdotte nel progetto delle colonne di consolidamento del terreno disposte a quiconce con diametro $\phi 600$ e lunghezza pari a 8.00m.

Nei paragrafi successivi, oltre a dimensionare le opere di nuova costruzione in ottemperanza alle nuove normative in materia di costruzioni, si dimostrerà come l'introduzione dei consolidamenti a tergo delle opere esistenti, genererà un miglioramento del terreno tale da ottenere, anche per queste opere, la rispondenza alle attuali normative in materia di costruzioni ottenendo quindi un adeguamento delle opere.

Per tutti i diaframmi del sottopasso è prevista infine la messa in opera di un pannello di rivestimento prefabbricato in c.a., dello spessore di 15cm, con funzione di protezione e finitura delle pareti verticali (vedi **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**).



Particolare cordolo diaframmi

In accordo con quanto richiesto dal D.M. 14/01/2008, Tabella 2.4.I per costruzioni di tipo 2 (*Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale*), si assume una vita nominale delle opere di 50

anni. Inoltre, per la definizione delle azioni sismiche, si assume una classe d'uso II, in quanto opere appartenenti a *“reti viarie non ricadenti in classe d'uso III o IV”*.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le verifiche di sicurezza e stabilità sono state svolte utilizzando il metodo agli stati limite con particolare riferimento alle seguenti norme tecniche:

- D.M. 14.01.2008 "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni";
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 C.S.LL.PP. "Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008".
- D.M. 11 marzo 1988 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione";
- Circolare Min. LL. PP. del 24 Settembre 1988 n°30483 – L. 2 febbraio 1974, n. 64 – art. 1 D.M. 11 marzo 1988 – Istruzioni riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione;
- Eurocodice 2: Progetto di strutture in calcestruzzo;
- Eurocodice 3: Progetto di strutture in acciaio;
- Eurocodice 7: Progettazione geotecnica;
- Eurocodice 8: Progettazione antisismica.

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per quanto riguarda i materiali da utilizzare nella realizzazione dell'opera si è tenuto conto delle classi di esposizione ambientale previste dalla norma UNI EN 206-1:2006. Le prescrizioni sui calcestruzzi e sull'acciaio sono riportate nelle tavole dell'opera (elaborati n. PD.B.02.01.PA.02 e PD.B.02.01.PA.03).

Per le verifiche strutturali si farà riferimento ai seguenti materiali:

3.1. Calcestruzzo

Classe di esposizione (diaframma rivestito)	XC2/XC3	
Classe di resistenza	C28/35	
Resistenza caratteristica a compressione, R_{ck}	35	MPa
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione, f_{ck}	28	MPa
Resistenza cilindrica di progetto a compressione, f_{cd}	15,87	MPa

3.2. Acciaio d'armatura

Tipo B450C		
Tensione di snervamento nominale, $f_{y,nom}$	450	MPa
Tensione di rottura nominale, $f_{t,nom}$	540	MPa
Tensione di progetto, f_{yd}	391	MPa

4. PROFILO STRATIGRAFICO

Per le analisi si fa riferimento al profilo stratigrafico riportato nella relazione geologico-geotecnica (elaborato n. PD.A.02.02.RS.01.A).

La presenza di materiale di riporto è segnalata nelle stratigrafie dei sondaggi disponibili per spessori variabili fra 1,00 e 3,00 m da p.c. Non è stato invece riscontrato materiale di riporto nel corso del sondaggio SD1. Cautelativamente in fase progettuale si fa comunque riferimento ad uno spessore di materiale di riporto, a composizione ghiaioso sabbiosa, per uno spessore di 3,00 m.

La stratigrafia di progetto assunta per la verifica delle opere è pertanto la seguente:

Litotipo 1 (per i primi 3m di prof. da p.c.): Riporto ghiaioso sabbioso.

$\gamma = 18,0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$

$C' = 0 \text{ kPa}$

$\phi = 28 - 30^\circ$

modulo elastico $E = 20 \text{ MPa}$

densità relativa $Dr = 50\%$

modulo di taglio $G = 100 \text{ MPa}$

categoria di suolo di fondazione: C

permeabilità del terreno: $K = 5,0 \cdot 10^{-4} \text{ m/sec}$

Litotipo 2 (dalla profondità di 3m in poi): Alluvioni dell'Adige costituite da ghiaie poligeniche con ciottoli in matrice sabbiosa molto addensata.

$\gamma = 18,5 \text{ (kN/m}^3\text{)}$

$C' = 0 \text{ kPa}$

$\phi = 35 - 38^\circ$

modulo elastico $E = 40 \text{ MPa}$

densità relativa $Dr = 65-75\%$

modulo di taglio $G = 130 \text{ MPa}$

categoria di suolo di fondazione: C

permeabilità del terreno: $K = 1,1 \cdot 10^{-4} \text{ m/sec}$

La falda è stata rilevata alla profondità di 14 m da p.c.

5. METODI DI CALCOLO

5.1. Modellazione

Per lo studio e la verifica delle paratie è stato utilizzato il software di calcolo nonlineare "Paratie Plus 2012" di Harpaceas, Versione 10.0.1.0

PARATIE PLUS è un codice agli elementi finiti che simula il problema di uno scavo sostenuto da diaframmi flessibili e permette di valutare il comportamento della parete di sostegno durante tutte le fasi intermedie di scavo e nella configurazione finale.

Il problema è ricondotto ad un problema piano in cui viene analizzata una porzione di parete di larghezza definita dall'utente.

La modellazione numerica dell'interazione terreno-struttura è del tipo "trave su suolo elastico": le pareti di sostegno vengono rappresentate con elementi finiti trave il cui comportamento è definito dalla rigidezza flessionale EJ, mentre il terreno viene simulato attraverso elementi elastoplastici monodimensionali (molle) connessi ai nodi delle paratie: ad ogni nodo convergono uno o al massimo due elementi terreno. La realizzazione dello scavo sostenuto da una o due paratie, eventualmente tirantate, viene seguita in tutte le varie fasi attraverso due tipi di analisi:

- 1) Analisi classica tramite metodi all'equilibrio limite;
- 2) Analisi statica incrementale: ogni passo di carico coincide con una ben precisa configurazione caratterizzata da una certa quota di scavo, da un certo insieme di tiranti applicati, da una ben precisa disposizione di carichi applicati. Poiché il comportamento degli elementi finiti è di tipo elastoplastico, ogni configurazione dipende in generale dalle configurazioni precedenti e lo sviluppo di deformazioni plastiche ad un certo passo condiziona la risposta della struttura nei passi successivi. La soluzione ad ogni nuova configurazione (step) viene raggiunta attraverso un calcolo iterativo alla Newton-Raphson.

Le coordinate, i carichi, i cedimenti, le reazioni vincolari e gli spostamenti dei NODI sono riferiti ad una terna destra cartesiana globale con l'asse Z verticale rivolto verso l'alto e l'asse Y verso destra.

Paratie Plus 2012 consente l'applicazione automatica degli approcci e delle combinazioni di calcolo prescritti dalla normativa italiana di cui al DM 14-1-2008.

5.2. Definizione stati limite ultimi (SLU)

Per ogni stato limite ultimo deve essere verificata la condizione

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e R_d è il valore di progetto della resistenza.

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

Nella presente relazione le verifiche sono state svolte con riferimento agli stati limite ultimi significativi per le opere in esame:

- raggiungimento della resistenza strutturale della paratia,
- raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi;
- sfilamento di uno o più ancoraggi.

Le verifiche di resistenza a taglio ed a presso-flessione del diaframma e la verifica di resistenza a trazione degli ancoraggi sono espresse mediante un tasso di sfruttamento TSF delle resistenze di calcolo strutturali delle sezioni, calcolato automaticamente dal software di calcolo per ogni fase e per ogni combinazione di coefficienti analizzata.

La verifica è soddisfatta per $TSF < 1.0$

Come prescritto dalle Norme Tecniche di cui al DM 14 gennaio 2008, e specificato ulteriormente nella relativa Circolare di Applicazione del 2 febbraio 2009, le **verifiche strutturali** delle paratie devono essere effettuate secondo l'Approccio 1, Combinazione 1 (A1+M1+R1) nella quale i coefficienti sui parametri di resistenza del terreno (M1) e sulla resistenza globale del sistema (R1) sono unitari, mentre le azioni permanenti e variabili sono amplificate mediante i coefficienti parziali del gruppo A1. In questo caso, i coefficienti parziali amplificativi delle azioni possono applicarsi direttamente alle sollecitazioni, calcolate con i valori caratteristici delle azioni e delle resistenze. In particolare, le sollecitazioni (comprese quelle nei puntoni e negli ancoraggi) devono calcolarsi portando in conto, anche in maniera semplificata, l'interazione fra paratia e terreno, operando su configurazioni che rispettino l'equilibrio e la compatibilità con il criterio di resistenza. Dato che i coefficienti parziali amplificativi delle azioni permanenti e variabili (gruppo A1) sono diversi, è necessario in genere distinguere le sollecitazioni prodotte dai carichi permanenti da quelle prodotte dai carichi variabili.

Per il **dimensionamento geotecnico**, la verifica allo stato limite di sfilamento della fondazione dell'ancoraggio dei tiranti per raggiungimento della resistenza al contatto fra bulbo e terreno può essere effettuata secondo la combinazione A1+M1+R3, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II, 6.6.I.

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_t	1,0	1,0

Tabella 6.6.I – Coefficienti parziali per la resistenza di ancoraggi

	SIMBOLO γ_R	COEFFICIENTE PARZIALE
Temporanei	$\gamma_{Ra,t}$	1,1
Permanenti	$\gamma_{Ra,p}$	1,2

Anche per **l'analisi sismica** per stati limite di raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali della paratia o nei vincoli si adopera la **Combinazione 1 dell'Approccio 1**, nella quale però i coefficienti A1 devono essere posti pari ad uno.

Per **le verifiche di tipo geotecnico e di equilibrio** si utilizzano la Combinazione 2 dell'Approccio 1, A2+M2+R1. In sismica, i coefficienti A2 devono essere posti pari a 1.

5.3. Definizione stati limite di esercizio (SLE)

In tutti i casi, nelle condizioni di esercizio, gli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante devono essere valutati per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza e funzionalità di manufatti adiacenti, anche a seguito di modifiche indotte sul regime delle acque sotterranee.

Per la valutazione di tali spostamenti, come indicato al paragrafo 2.5.3 delle NTC2008, si utilizza la combinazione caratteristica delle azioni.

5.4. Definizione dell'azione sismica (EQK)

Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento

Come definito al punto 2.4.3 delle Norme Tecniche, le azioni sismiche sulla costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \times C_U$$

La vita nominale è assunta pari a $V_N = 50$ anni, mentre il valore del coefficiente d'uso è definito, al variare della classe d'uso, dalla tabella 2.4.II delle Norme Tecniche:

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Nel caso in esame, essendo la classe d'uso = II, tale coefficiente vale $C_U = 1,0$ e quindi:

$$V_R = 50 \text{ anni}$$

Per gli Stati Limite Ultimi ci si riferisce allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV); in tale situazione la probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , necessario ad individuare l'azione sismica agente, è pari al 10%.

Il periodo di ritorno dell'azione sismica è dato dall'espressione:

$$T_R = - V_R / \ln(1 - P_{VR})$$

da cui si ottiene:

$$T_R = 475 \text{ anni}$$

Analisi pseudo-statica

L'analisi della sicurezza nei riguardi dei fenomeni sismici è stata eseguita mediante analisi pseudostatica in accordo con il § 7.11.6.3 delle NTC

Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è definita mediante un'accelerazione equivalente costante nello spazio e nel tempo.

Le componenti orizzontale e verticale a_h e a_v dell'accelerazione equivalente devono essere ricavate in funzione delle proprietà del moto sismico atteso nel volume di terreno significativo per l'opera e della capacità dell'opera di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

In mancanza di studi specifici, a_h può essere legata all'accelerazione di picco a_{max} attesa nel volume di terreno significativo per l'opera mediante la relazione:

$$a_h = k_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max} \quad (7.11.9 \text{ delle NTC})$$

dove g è l'accelerazione di gravità, k_h è il coefficiente sismico in direzione orizzontale, $\alpha \leq 1$ è un coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera e $\beta \leq 1$ è un coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza.

Per le paratie si può porre $a_v = 0$.

L'accelerazione di picco a_{max} è valutata mediante un'analisi di risposta sismica locale, ovvero come

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g \quad (7.11.10 \text{ delle NTC})$$

dove S_s è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2, ed a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Il valore del coefficiente α può essere ricavato a partire dall'altezza complessiva H della paratia e dalla categoria di sottosuolo mediante il diagramma di Figura 7.11.2 delle NTC.

Il valore del coefficiente β può essere ricavato dal diagramma di Figura 7.11.3, in funzione del massimo spostamento u_s che l'opera può tollerare senza riduzioni di resistenza.

Per $u_s = 0$ è $\beta = 1$. Deve comunque risultare:

$$u_s \leq 0,005 \cdot H \quad (7.11.11 \text{ delle NTC})$$

Se $\alpha \cdot \beta \leq 0,2$ deve assumersi $k_h = 0,2 \cdot a_{max}/g$.

Possono inoltre essere trascurati gli effetti inerziali sulle masse che costituiscono la paratia.

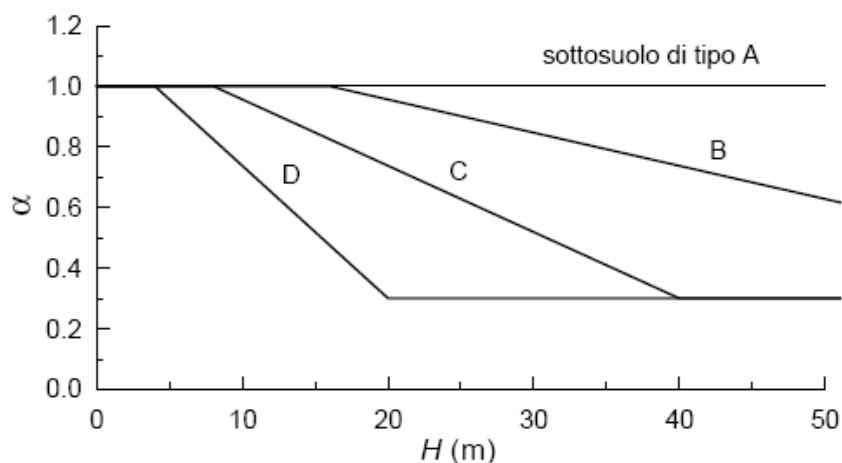


Figura 7.11.2 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità α

Per la paratia in oggetto di altezza pari a 13 m e categoria C del terreno, dal grafico soprastante si evince un valore di α pari a 0.80.

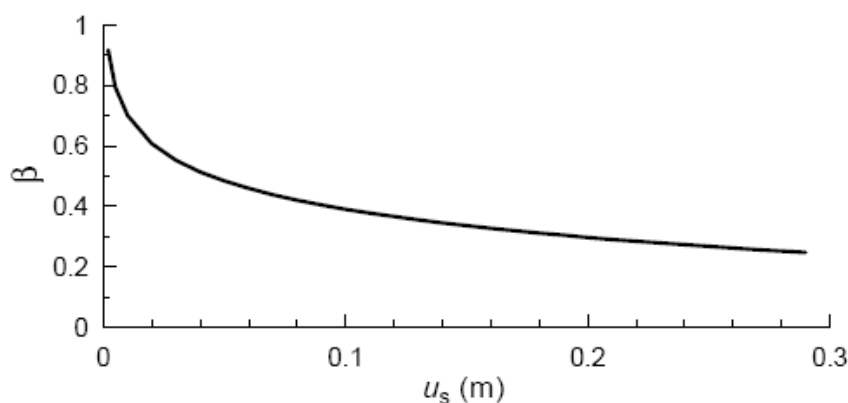


Figura 7.11.3 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento β

Per la paratia in oggetto di altezza pari a 13 m, si assume come massimo spostamento consentito $4.00 \text{ cm} < 0.005 \times 1300 = 6.50 \text{ cm}$: dal diagramma si ricava un valore di β pari a 0.5.

La componente orizzontale dell'accelerazione, a_h , è dunque definita caso per caso in base all'altezza complessiva della paratia.

Parametri di pericolosità sismica

In generale l'azione sismica è definita sul sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione di tre parametri:

- a_g : accelerazione orizzontale massima al sito;

- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per le opere di sostegno occorre definire solo i primi due in quanto il terzo parametro (T^*c) non entra nel calcolo con il metodo pseudo-statico.

Tali valori sono calcolati come media pesata dei valori assunti nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il punto caratterizzante la posizione dell'opera, utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici. Per il calcolo dei parametri sismici è stato utilizzato il foglio di calcolo "Spettri di Risposta" ver. 1.0.3 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Nella

Tabella 1 sono riportati i parametri sismici ottenuti in corrispondenza del sottopasso di Via Città di Nimes.

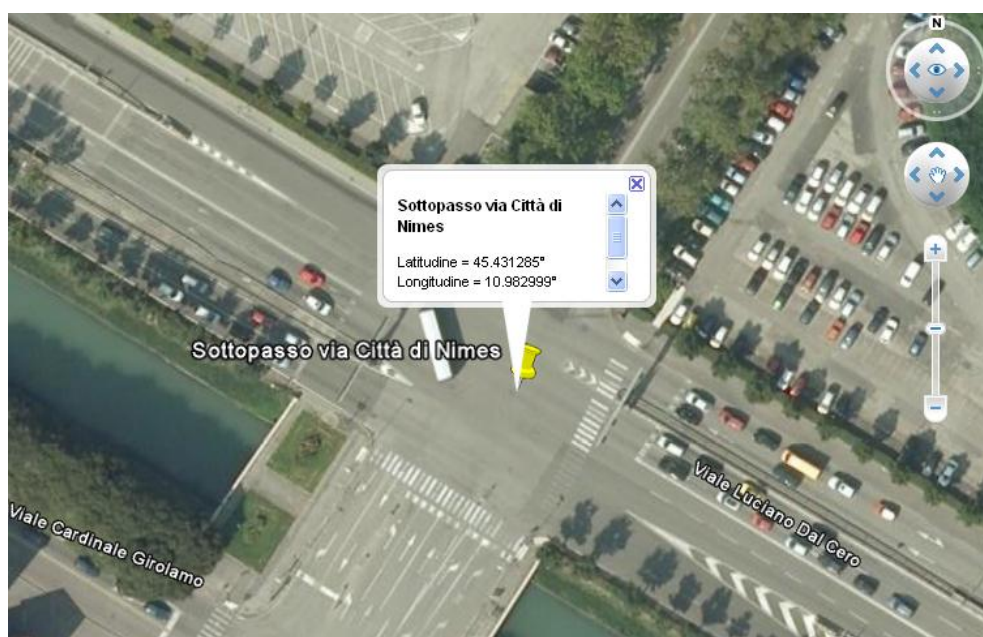


Figura 1 - Sottopasso Via Città di Nimes - Foto aerea

Tabella 1 – Parametri di pericolosità sismica

Punto	Long. (°)	Lat. (°)	ag/g	Fo	Cat. Suolo
Sottopasso Via Città di Nimes	10.98299	45.43128	0.157	2.430	C

L'accelerazione orizzontale massima attesa al sito viene valutata con la relazione:

$$a_{\max} = S \cdot a_g = (S_S \cdot S_T) \cdot a_g$$

in cui S è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2 delle NTC, e a_g è l'accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido.

Il coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S ed il coefficiente di amplificazione topografica S_T si ottengono con riferimento alla categoria del sottosuolo e alle condizioni topografiche, secondo le tabelle 3.2.V e 3.2.VI delle Norme Tecniche che vengono riportate qui di seguito per comodità.

Tabella 3.2.V – Espressioni di S_S e di C_C

Categoria sottosuolo	S_S	C_C
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tabella 3.2.VI – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Considerando la categoria di suolo tipica della zona in esame (C) e la categoria topografica = T1 (Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$) si è ottenuto un valore di $a_{\max}$ pari a 0,23g.

Ai fini del dimensionamento delle opere di sostegno dei terreni è stata pertanto assunta, come accelerazione orizzontale massima attesa al sito, il valore

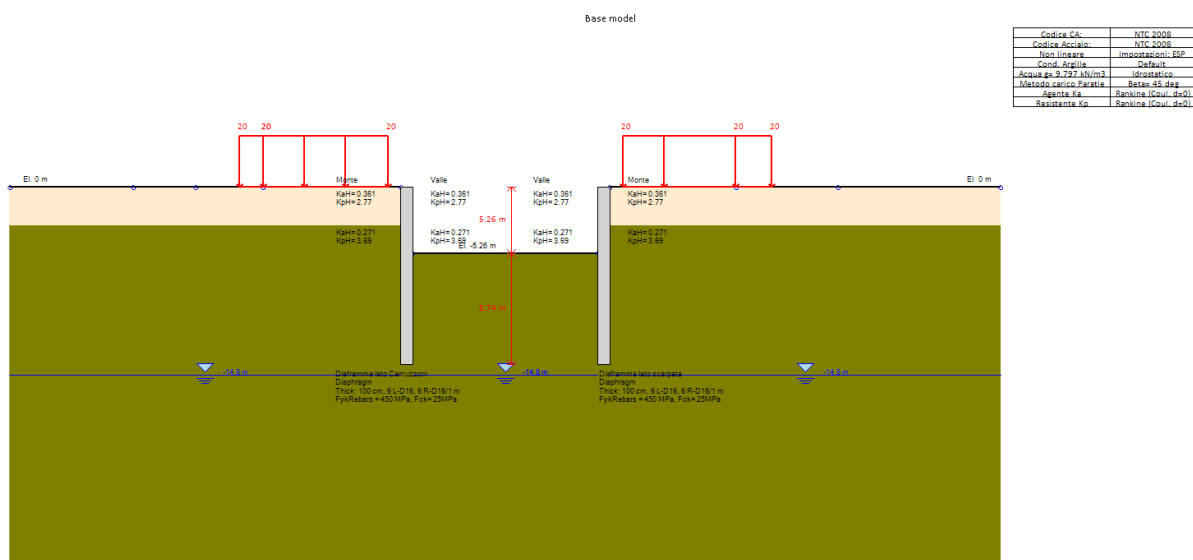
$$a_{\max} = 0,25 \text{ g}$$

che si ritiene sufficientemente cautelativo e rappresentativo della zona.

$$k_h = \alpha \times \beta \times a_{\max} = 0.5 \cdot 0.80 \cdot 0,25 = 0.10$$

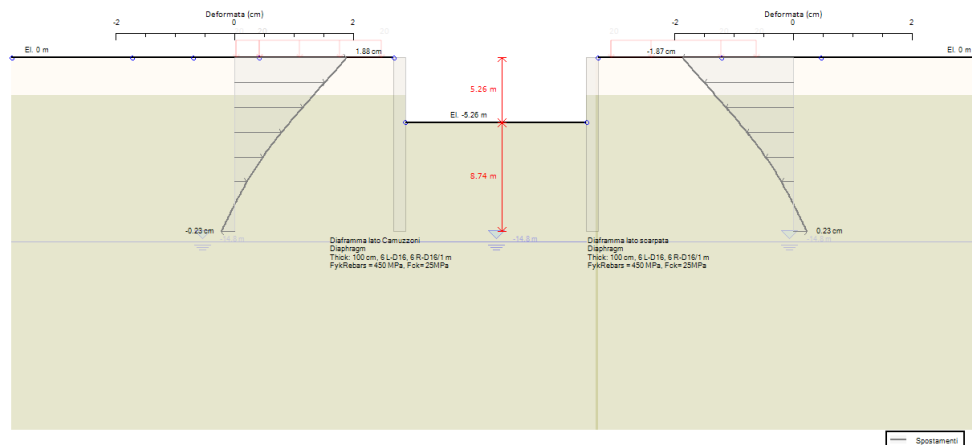
6. MODELLAZIONE DIAFRAMMA ESISTENTE

Attraverso il programma Paratie Plus 2012 si è modellata la sezione caratteristica dove risiedono i diaframmi esistenti lunghi 13,0 m. In primi si è eseguita una modellazione, che viene qui riportata, con lo scopo di determinare l'attuale stato tensionale e deformativo, calcolato quindi con la "vecchia normativa" dei diaframmi esistenti. Tale procedura è necessaria al fine di determinare un passo delle colonne di consolidamento del terreno, tale da ottenere il medesimo stato tensionale e deformativo però calcolato con la nuova normativa in materia di costruzioni.



Nelle figure seguenti si riassumono gli andamenti delle deformazioni orizzontali della paratia e delle sollecitazioni dei diaframmi.

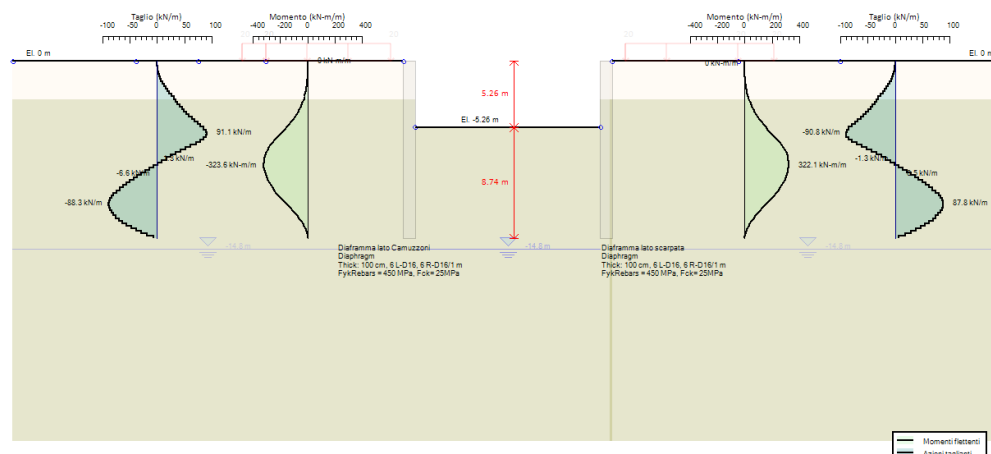
0: DM08_ITA: SLE: (RARA)(PARENT: Base model)



Codice CA	NTC 2008
Codice Accrolio	NTC 2008
Cond. Argilla	Importazioni: ESP
Acqua pz 9.737 kN/m3	Idrostatico
Metodo carico Paravola	Betau 45 deg
Agente Ka	Rankine (Coul. d=0)
Resistente Ka	Rankine (Coul. d=0)

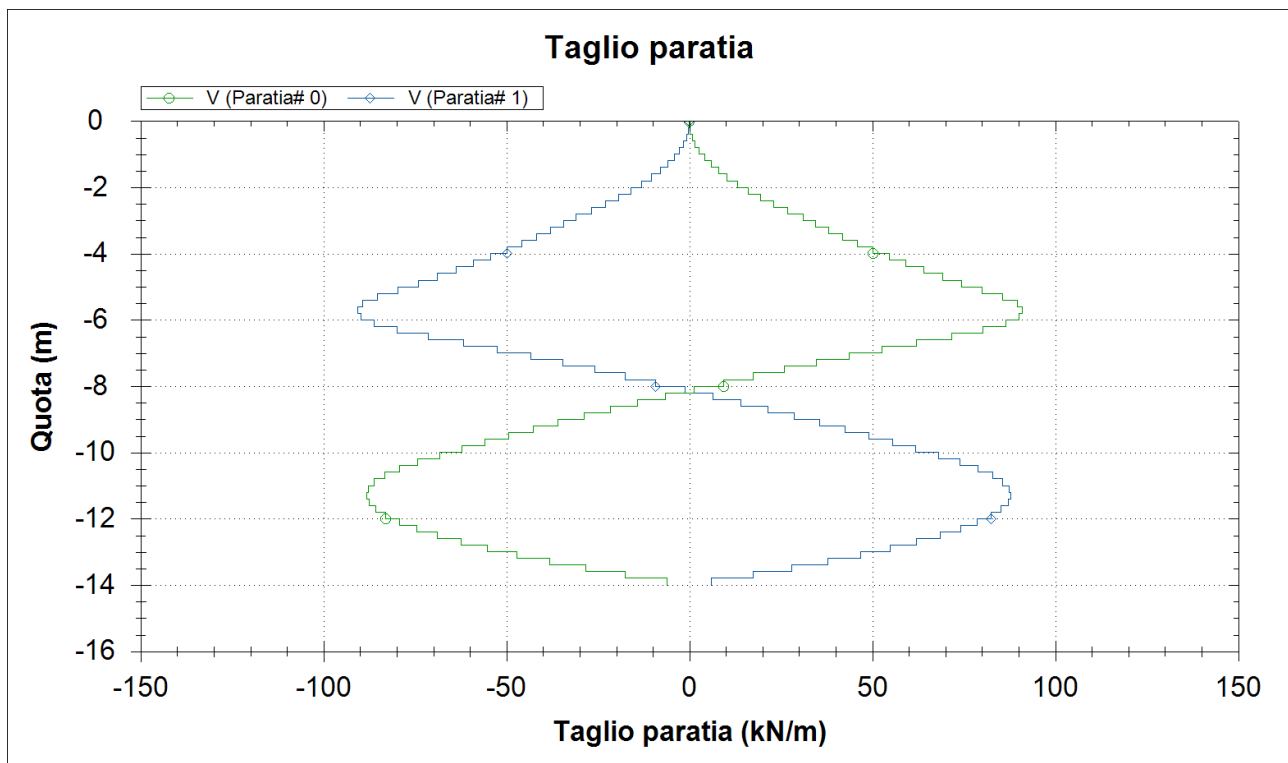
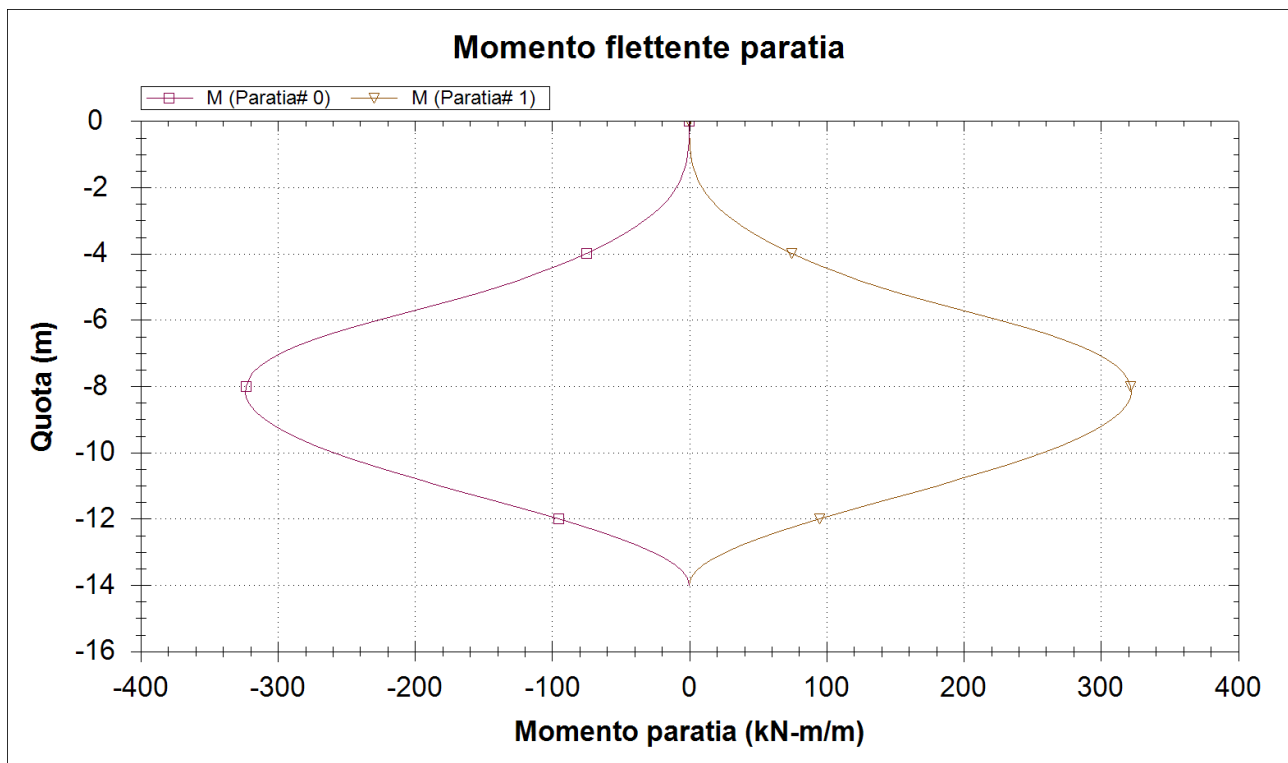
Codice	DM08_ITA
Caso	SLE (RARA)
Parametria	FS
Moltiplicatore sismico	0
Carichi variabili	1
Carichi permanenti	1
Tiranti temporanei	1
Tiranti permanenti	1
Intangolo d'attrito	1
Cessione c'	1
Non drenata Su	1
Terrreno sfavorevole	1
Terrreno favorevole	1
Acqua sfavorevole	1
Acqua favorevole	1
H2O sfavorevole	1
H2O favorevole	1
UPL sfavorevole	1
UPL favorevole	1
FS paravola STM	1

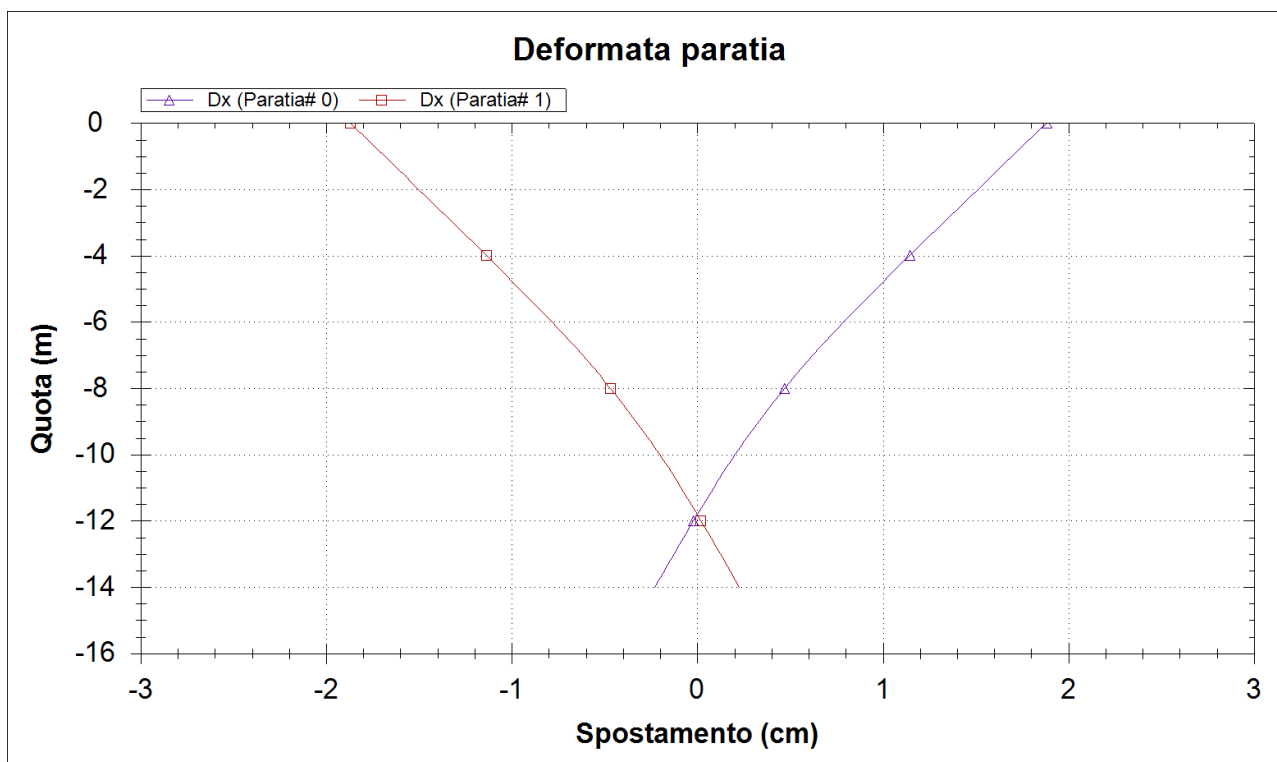
0: DM08_ITA: SLE: (RARA)(PARENT: Base model)



Codice CA	NTC 2008
Codice Accrolio	NTC 2008
Cond. Argilla	Importazioni: ESP
Acqua pz 9.737 kN/m3	Idrostatico
Metodo carico Paravola	Betau 45 deg
Agente Ka	Rankine (Coul. d=0)
Resistente Ka	Rankine (Coul. d=0)

Codice	DM08_ITA
Caso	SLE (RARA)
Parametria	FS
Moltiplicatore sismico	0
Carichi variabili	1
Carichi permanenti	1
Tiranti temporanei	1
Tiranti permanenti	1
Intangolo d'attrito	1
Cessione c'	1
Non drenata Su	1
Terrreno sfavorevole	1
Terrreno favorevole	1
Acqua sfavorevole	1
Acqua favorevole	1
H2O sfavorevole	1
H2O favorevole	1
UPL sfavorevole	1
UPL favorevole	1
FS paravola STM	1





Verifica a flessione T.A.

Non avendo evidenza certa delle armature finali utilizzate all'atto della costruzione delle opere, si è ipotizzato di utilizzare un quantitativo di armatura al limite necessario per soddisfare le richieste di resistenza. Si è ipotizzato pertanto un valore di armature a metro lineare di sviluppo di diaframma pari a:

n°5 f 20 a 7 cm dal lembo compresso (passo 20,0 cm)

n° 5 f 20 a 93 cm dal lembo compresso (passo 20,0 cm)

Tassi di lavoro in esercizio:

$s_c = 3,68 \text{ N/mm}^2$

$s_a = 238,24 \text{ N/mm}^2$ (tasso di lavoro delle armature quasi al limite superiore della tensione ammissibile)

VERIFICA DI RESISTENZA:

$M = 325,6 \text{ kNm}$

$N = 0 \text{ kN}$

$H/6 = 16,67 \text{ cm}$

$B = 100 \text{ cm}$

$H = 100 \text{ cm}$

Verifica:

$n = 15$

$x = 17,50 \text{ cm}$

$$s-c = 3,68 \text{ N/mm}^2$$

$$s-a = -33,14 \text{ N/mm}^2 \text{ (} y = 7 \text{ cm: } 5 \text{ f } 20, Aa = 15,71 \text{ cm}^2, \text{ passo } 20,0 \text{ cm)}$$

$$s-a' = 238,24 \text{ N/mm}^2 \text{ (} y = 93 \text{ cm: } 5 \text{ f } 20, Aa' = 15,71 \text{ cm}^2, \text{ passo } 20,0 \text{ cm)}$$

Verifica a Taglio T.A.

Verifiche T.A.

$$V = 91,1 \text{ kNm}$$

$$B = 100 \text{ cm}$$

$$H = 100 \text{ cm}$$

$$c = 6 \text{ cm}$$

$$H' = 94 \text{ cm}$$

Verifica a taglio in sezione parzializzata

$$t = V / (0,9 \times H' \times B) = 0,108 \text{ N/mm}^2 < 0,600 \text{ N/mm}^2$$

7. MODELLAZIONE DIAFRAMMA ESISTENTE (CON TERRENO CONSOLIDATO coesione equivalente che simula l'effetto delle colonne di consolidamento pari a $c = 15 \text{ kPa}$)

Attraverso il programma Paratie Plus 2012 si è modellata la sezione caratteristica dove risiedono i diaframmi esistenti lunghi 13,0 m con il terreno antistante consolidato.

L'analisi statica del diaframma è stata condotta per fasi simulando l'effettivo svolgimento delle operazioni sulla sezione di maggior altezza.

Le configurazioni studiate sono riportate di seguito.

- Stage 0: Fase iniziale (geostatica);
- Stage 1: Scavo fino a quota -5,26m;
- Stage 2: Fase di esercizio;
- Stage 3: Fase sismica.

Calcolo della coesione terreno consolidato

Nella zona antistante il diaframma, come detto in premessa, si eseguono due file di colonne di consolidamento del diametro di 60 cm, interasse 1,50 m, disposte a quiconce. Per determinare il beneficio prodotto dalle colonne, si è ipotizzato di eseguire una verifica del cuneo di spinta (per l'altezza consolidata) inserendo nelle equazioni di equilibrio del cuneo, delle forze di taglio prodotte appunto dalle colonne lungo la superficie di scivolamento del cuneo di spinta.

Pertanto, eseguendo l'equilibrio del cuneo di spinta (considerato a partire dalla quota finale di scavo), oltre alla spinta attiva ed al peso proprio del cuneo, si considera anche la resistenza a taglio offerta dalle colonne nella direzione ipotetica di scorrimento del cuneo stesso: a favore di sicurezza si è utilizzato un valore di $\tau_{c0} = 533 \text{ kPa}$ (resistenza taglio elementi in c.a. non armati a taglio per $R_{ck} = 25 \text{ MPa}$). Applicando il principio dei lavori virtuali, si arriva a determinare un valore di α (angolo di inclinazione della linea di scorrimento rispetto all'orizzontale) che è diverso da quello noto in letteratura ($\pi/4 + \phi/2$) ottenendo un coefficiente di spinta attiva minore rispetto a quello calcolato senza la presenza delle colonne di consolidamento. Infine, il beneficio offerto dalle colonne di consolidamento viene tenuto conto nel modello di calcolo attraverso una coesione fittizia tale da generare una diminuzione della spinta attiva rispetto al caso di terreno non consolidato.

In seguito si riportano brevemente i passaggi:

$H = 5,26 \text{ m}$ (si considera il cuneo di spinta fuori terra)

$\phi = 28^\circ$

$\tau_{c0} = 533 \text{ kPa}$

$D_c = 0,60 \text{ m}$

$A_T = 2 \times A_c / \pi$

$T = \tau_{c0} \times A_T$

$k_a = \tan^2(\pi/4 - \phi/2) = 0,361$

Secondo la letteratura (teoria di Rankine), i valori di α e τ sarebbero:

$\alpha = \pi/4 + \phi/2 = 59^\circ$

$P_c = 18 \times 0,5 \times 5,26^2 \times \tan(90^\circ - 59^\circ) = 149,62 \text{ kN}$ peso proprio del cuneo

La lunghezza della linea di scorrimento è:

$L_c = 5,26 / \cos(90^\circ - 59^\circ) = 6,14 \text{ m}$

$N = P_c / L_c = 149,62 / 6,14 = 24,38 \text{ kPa}$

$\tau = N \times \tan\phi = 24,38 \times \tan(28^\circ) = 12,96 \text{ kPa}$

Dal principio dei lavori virtuali, considerando il contributo di resistenza tangenziale prodotto dalle colonne di consolidamento, si ricava il seguente valore di α :

$\alpha' = 49,83^\circ$

Il nuovo coefficiente di spinta attiva risulta essere:

$k_a' = \tan^2(\alpha' - \phi) = 0,160$

La spinta attiva per terreni coesivi è:

$\gamma \times H \times k_a' = \gamma \times H \times k_a - 2 \times c' \times k_a^{0,5}$

$c' = \gamma \times H \times (k_a - k_a') / (2 \times k_a^{0,5}) = 18 \times 5,26 \times (0,361 - 0,160) / (2 \times 0,361^{0,5}) = 15,80 \text{ kPa}$

Nel seguente modello si considera il terreno consolidato fino a -5,26 m con una coesione di 15 kPa.

Per la verifica degli elementi strutturali che costituiscono la paratia, si considera che, oltre alla spinta delle terre, l'opera sia soggetta anche alla spinta dovuta al sovraccarico mobile transitante sulla strada posta immediatamente a monte.

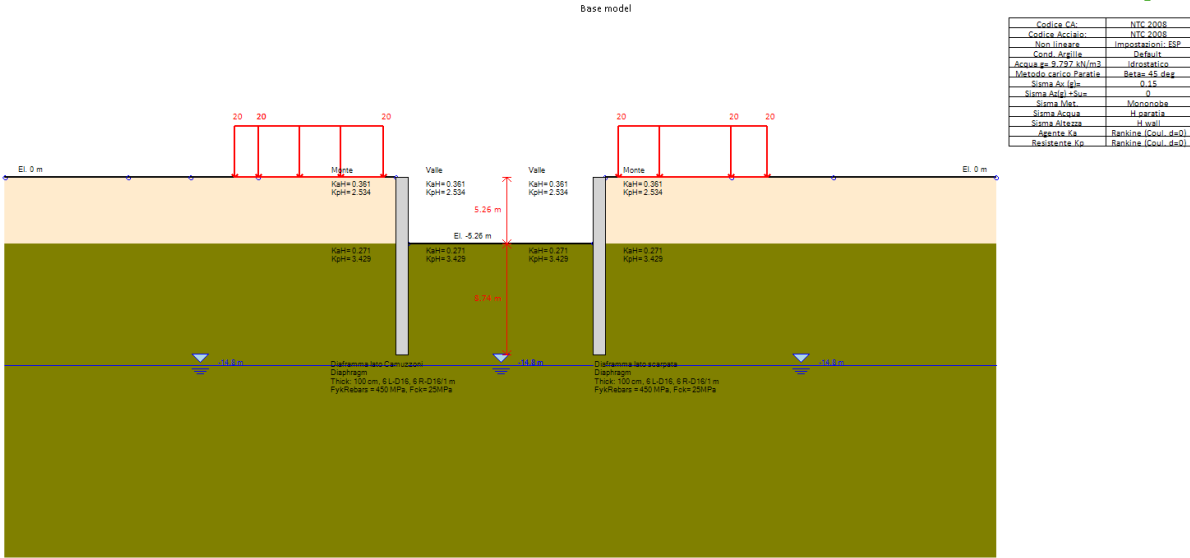
Nella configurazione 1 (Stage 1) si è considerato un sovraccarico accidentale a monte della paratia di 10 kN/m², per la presenza dei mezzi di cantiere; nella configurazione di esercizio (Stage 2), il sovraccarico considerato è di 20 kN/m².

Nello Stage 3 viene calcolata la spinta del terreno in condizioni sismiche considerando i coefficienti di spinta (statica + sismica) di Mononobe e Okabe ottenuti partendo da un valore dell'accelerazione sismica orizzontale di:

$$ah = kh \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max} = 0.8 \cdot 0.5 \cdot 0.25 \text{ g} = 0.10 \text{ g}$$

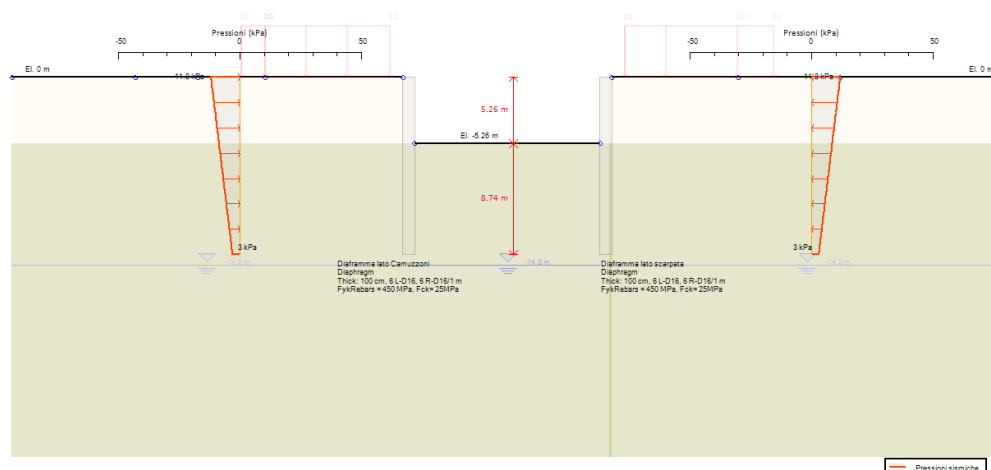
avendo assunto i seguenti valori dei coefficienti di deformabilità e spostamento:

$\alpha = 0,8$ per sottosuolo tipo C e altezza paratia H = 19 m;
 $\beta = 0,5$ per $us \cong 0.04$ m (massimo spostamento tollerato, < 0,005 H).



Andamento delle pressioni del sisma:

0: DM08_ITA: EQK - STR(PARENT: Base model)



Codice CEN	NTC 2008
Codice Acciaio	NTC 2008
Non lineare	Impostazioni: EEP
Cond. Angolo	Definito
Acqua $\gamma = 9.797 \text{ kN/m}^3$	Isostatico
Metodo carico Paratia	Betas 45 deg
Sisma γ (g)	0.1
Sisma Angolo γ (deg)	0
Sisma Dato	Monocordo
Sisma Acciaio	W paratia
Sisma Altezze	H wall
Agente γ	Rankine (Coul. $\gamma = 0$)
Resistente K_0	Rankine (Coul. $\gamma = 0$)

Codice	DM08_ITA
Caso	EQK - STR
Parametro	FS
Moltiplicatore sismico	1
Carichi variabili	1
Carichi permanenti	1
Tiranti temporanei	1.1
Tiranti permanenti	1.2
tan(angolo d'attrito)	1
Coesione c'	1
Non drenata Su	1
Terreno sfavorevole	1
Terreno favorevole	1
Acqua sfavorevole	1
Acqua favorevole	1
HYD sfavorevole	1
HYD favorevole	1
UPL sfavorevole	1
UPL favorevole	1
FS paratia STR	1
FS tiranti	1x R tirante

Elenco combinazioni e relativi combinazioni:

Approccio di progetto	Fase	Normativa	Nome
0: Base model	All Stages	Service Design	Service
1: 0: DM08_ITA: Comb. 1: A1+M1+R1	All Stages	DM08_ITA	Comb. 1: A1+M1+R1
2: 0: DM08_ITA: Comb. 2: A2+M2+R1	All Stages	DM08_ITA	Comb. 2: A2+M2+R1
3: 0: DM08_ITA: EQK - GEO	All Stages	DM08_ITA	EQK - GEO
4: 0: DM08_ITA: EQK - STR	All Stages	DM08_ITA	EQK - STR
5: 0: DM08_ITA: Comb 3: A1+M1+R3	All Stages	DM08_ITA	Comb 3: A1+M1+R3
6: 0: DM08_ITA: SLE (RARA)	All Stages	DM08_ITA	SLE (RARA)

Fattori di combinazione	Fattore
Moltiplicatore sismico	0
Carichi variabili	1.5
Carichi permanenti	1.3
Tiranti temporanei	1.1
Tiranti permanenti	1.2
tan(angolo d'attrito)	1
Coesione c'	1
Non drenata Su	1
Terreno sfavorevole	1.3 (STR)
Terreno favorevole	1
Acqua sfavorevole	1.3
Acqua favorevole	1
HYD sfavorevole	1.3
HYD favorevole	0.9
UPL sfavorevole	1
UPL favorevole	1
FS paratia STR	1
Nails qS	1
Nails qS(Tests)	1
Pressiometro PL	1
tan(ang. attrito) ter. rinforzato	1
Coesione c' (ter. rinforzato)	1
Non drenata Su (ter. rinforzato)	1

Approccio di progetto	Fase	Nomativa	Nome
0: Base model	All Stages	Service Design	Service
1: 0: DM08_ITA: Comb. 1: A1+M1+R1	All Stages	DM08_ITA	Comb. 1: A1+M1+R1
2: 0: DM08_ITA: Comb. 2: A2+M2+R1	All Stages	DM08_ITA	Comb. 2: A2+M2+R1
3: 0: DM08_ITA: EQK - GEO	All Stages	DM08_ITA	EQK - GEO
4: 0: DM08_ITA: EQK - STR	All Stages	DM08_ITA	EQK - STR
5: 0: DM08_ITA: Comb 3: A1+M1+R3	All Stages	DM08_ITA	Comb 3: A1+M1+R3
6: 0: DM08_ITA: SLE: (RARA)	All Stages	DM08_ITA	SLE: (RARA)

Fattori di combinazione	
	Fattore
► Moltiplicatore sismico	0
Carichi variabili	1.3
Carichi permanenti	1
Tiranti temporanei	1.1
Tiranti permanenti	1.2
tan(angolo d'attrito)	1.25
Coesione c'	1.25
Non drenata Su	1.4
Terreno sfavorevole	1
Terreno favorevole	1
Acqua sfavorevole	1
Acqua favorevole	1
HYD sfavorevole	1.3
HYD favorevole	0.9
UPL sfavorevole	1
UPL favorevole	1
FS paratia STR	1
FS tiranti	1.4x R_tirante
Nails qS	1.4
Nails qS(Tests)	1.4
Pressiometro PL	1
tan(ang.attrito) ter. rinforzato	1.25
Coesione c' (ter. rinforzato)	1.25
Non drenata Su (ter. rinforzato)	1.4

Approccio di progetto	Fase	Nomativa	Nome
0: Base model	All Stages	Service Design	Service
1: 0: DM08_ITA: Comb. 1: A1+M1+R1	All Stages	DM08_ITA	Comb. 1: A1+M1+R1
2: 0: DM08_ITA: Comb. 2: A2+M2+R1	All Stages	DM08_ITA	Comb. 2: A2+M2+R1
3: 0: DM08_ITA: EQK - GEO	All Stages	DM08_ITA	EQK - GEO
4: 0: DM08_ITA: EQK - STR	All Stages	DM08_ITA	EQK - STR
5: 0: DM08_ITA: Comb 3: A1+M1+R3	All Stages	DM08_ITA	Comb 3: A1+M1+R3
6: 0: DM08_ITA: SLE: (RARA)	All Stages	DM08_ITA	SLE: (RARA)

Fattori di combinazione	
	Fattore
► Moltiplicatore sismico	1
Carichi variabili	1
Carichi permanenti	1
Tiranti temporanei	1.1
Tiranti permanenti	1.2
tan(angolo d'attrito)	1.25
Coesione c'	1.25
Non drenata Su	1.4
Terreno sfavorevole	1
Terreno favorevole	1
Acqua sfavorevole	1
Acqua favorevole	1
HYD sfavorevole	1.3
HYD favorevole	0.9
UPL sfavorevole	1
UPL favorevole	1
FS paratia STR	1
FS tiranti	1.4x R_tirante
Nails qS	1.4
Nails qS(Tests)	1.4
Pressiometro PL	1
tan(ang.attrito) ter. rinforzato	1.25
Coesione c' (ter. rinforzato)	1.25
Non drenata Su (ter. rinforzato)	1.4

Approccio di progetto	Fase	Normativa	Nome
0: Base model	All Stages	Service Design	Service
1: 0: DM08_ITA: Comb. 1: A1+M1+R1	All Stages	DM08_ITA	Comb. 1: A1+M1+R1
2: 0: DM08_ITA: Comb. 2: A2+M2+R1	All Stages	DM08_ITA	Comb. 2: A2+M2+R1
3: 0: DM08_ITA: EQK - GEO	All Stages	DM08_ITA	EQK - GEO
4: 0: DM08_ITA: EQK - STR	All Stages	DM08_ITA	EQK - STR
5: 0: DM08_ITA: Comb 3: A1+M1+R3	All Stages	DM08_ITA	Comb 3: A1+M1+R3
6: 0: DM08_ITA: SLE: (RARA)	All Stages	DM08_ITA	SLE: (RARA)

Fattori di combinazione	
	Fattore
► Moltiplicatore sismico	1
Carichi variabili	1
Carichi permanenti	1
Tiranti temporanei	1.1
Tiranti permanenti	1.2
tan(angolo d'attrito)	1
Coesione c'	1
Non drenata Su	1
Terreno sfavorevole	1
Terreno favorevole	1
Acqua sfavorevole	1
Acqua favorevole	1
HYD sfavorevole	1
HYD favorevole	1
UPL sfavorevole	1
UPL favorevole	1
FS paratia STR	1
FS tiranti	1x R_tirante
Nails qS	1
Nails qS(Tests)	1
Pressiometro PL	1
tan(ang. attrito) ter. rinforzato	1
Coesione c' (ter. rinforzato)	1
Non drenata Su (ter. rinforzato)	1

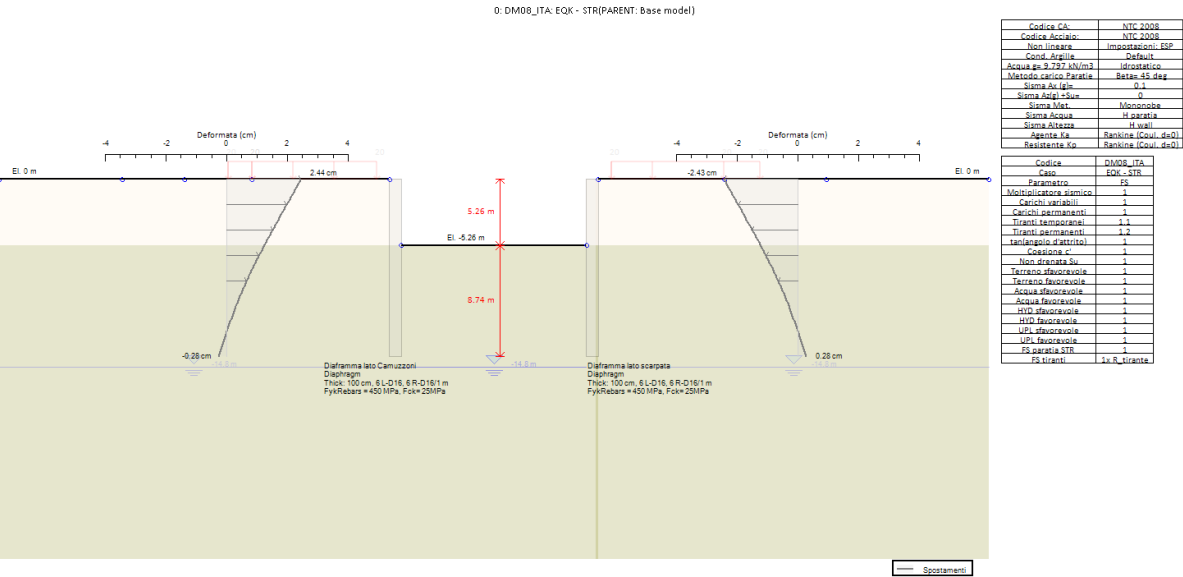
Approccio di progetto	Fase	Normativa	Nome
0: Base model	All Stages	Service Design	Service
1: 0: DM08_ITA: Comb. 1: A1+M1+R1	All Stages	DM08_ITA	Comb. 1: A1+M1+R1
2: 0: DM08_ITA: Comb. 2: A2+M2+R1	All Stages	DM08_ITA	Comb. 2: A2+M2+R1
3: 0: DM08_ITA: EQK - GEO	All Stages	DM08_ITA	EQK - GEO
4: 0: DM08_ITA: EQK - STR	All Stages	DM08_ITA	EQK - STR
5: 0: DM08_ITA: Comb 3: A1+M1+R3	All Stages	DM08_ITA	Comb 3: A1+M1+R3
6: 0: DM08_ITA: SLE: (RARA)	All Stages	DM08_ITA	SLE: (RARA)

Fattori di combinazione	
	Fattore
► Moltiplicatore sismico	0
Carichi variabili	1.5
Carichi permanenti	1.3
Tiranti temporanei	1.1
Tiranti permanenti	1.2
tan(angolo d'attrito)	1
Coesione c'	1
Non drenata Su	1
Terreno sfavorevole	1.3 (STR)
Terreno favorevole	1
Acqua sfavorevole	1.3
Acqua favorevole	1
HYD sfavorevole	1.3
HYD favorevole	0.9
UPL sfavorevole	1
UPL favorevole	1
FS paratia STR	1
Nails qS	1
Nails qS(Tests)	1
Pressiometro PL	1
tan(ang. attrito) ter. rinforzato	1
Coesione c' (ter. rinforzato)	1
Non drenata Su (ter. rinforzato)	1

Approccio di progetto	Fase	Normativa	Nome
0: Base model	All Stages	Service Design	Service
1: 0: DM08_JTA: Comb. 1: A1+M1+R1	All Stages	DM08_JTA	Comb. 1: A1+M1+R1
2: 0: DM08_JTA: Comb. 2: A2+M2+R1	All Stages	DM08_JTA	Comb. 2: A2+M2+R1
3: 0: DM08_JTA: EQK - GEO	All Stages	DM08_JTA	EQK - GEO
4: 0: DM08_JTA: EQK - STR	All Stages	DM08_JTA	EQK - STR
5: 0: DM08_JTA: Comb 3: A1+M1+R3	All Stages	DM08_JTA	Comb 3: A1+M1+R3
6: 0: DM08_JTA: SLE: (RARA)	All Stages	DM08_JTA	SLE: (RARA)

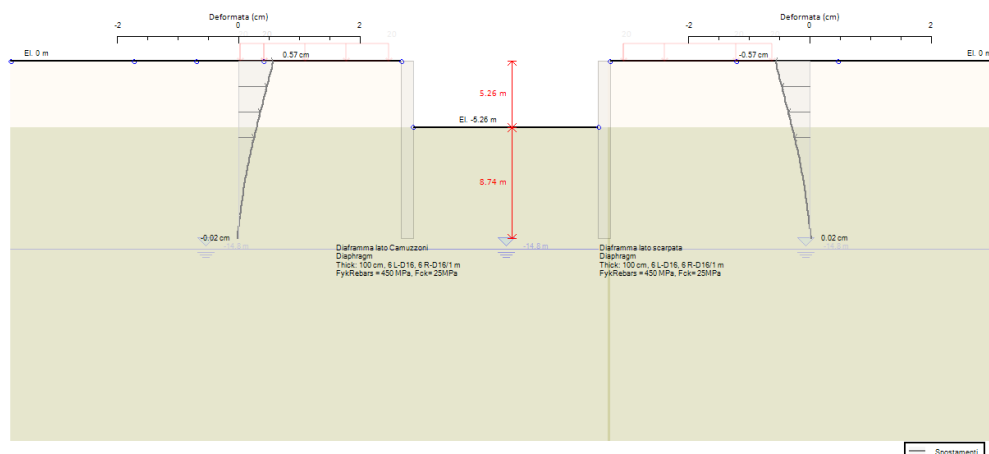
Fattori di combinazione	
	Fattore
► Moltiplicatore sismico	0
Carichi variabili	1
Carichi permanenti	1
Tiranti temporanei	1
Tiranti permanenti	1
tan(angolo d'attrito)	1
Coesione c'	1
Non drenata Su	1
Terreno sfavorevole	1
Terreno favorevole	1
Acqua sfavorevole	1
Acqua favorevole	1
HYD sfavorevole	1
HYD favorevole	1
UPL sfavorevole	1
UPL favorevole	1
FS paratia STR	1
Nails qS	1
Nails qS(Testa)	1
Pressiometro PL	1
tan(ang. attrito) ter. rinforzato	1
Coesione c' (ter. rinforzato)	1
Non drenata Su (ter. rinforzato)	1

Spostamento massimo paratia in condizioni sismiche:



Spostamento massimo paratia in condizioni di esercizio:

0: DM08_JTA: SLE: (RARA)(PARENT: Base model)

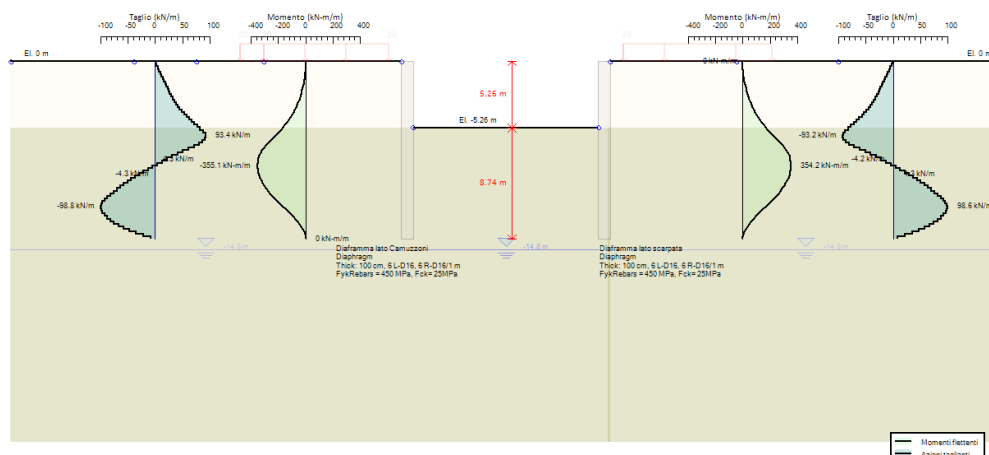


Codice CA:	NTC 2008
Codice Acciaio:	NTC 2008
Non lineare:	Imposizioni: EEP
Cond. Angolo:	Default
Acqua su 3.737 kN/m3	Idrostatico
Metodo carico Paratia:	Betas 55 deg
Sigma di ign:	0.1
Sigma Angi-Sue:	0
Sigma Met:	Mononobe
Sigma Acqua:	H paratia
Sigma Altezza:	H wall
Agente RA:	Rackine (Coul. de-D)
Resistente Ro:	Rackine (Coul. de-D)

Codice:	DM08_JTA
Caso:	SLE (RARA)
Parametro:	FS
Moltiplicatore sismico:	1
Carichi variabili:	1
Carichi permanenti:	1
Tiranti temporanei:	1
Tiranti permanenti:	1
tan(angolo d'attrito):	1
Coesione c':	1
Non drenata Su:	1
Terrano sfavorevole:	1
Terrano favorevole:	1
Acqua sfavorevole:	1
Acqua favorevole:	1
HYD sfavorevole:	1
HYD favorevole:	1
UPL sfavorevole:	1
UPL favorevole:	1
FS paratia STR:	1

Sollecitazioni paratia agli SLU:

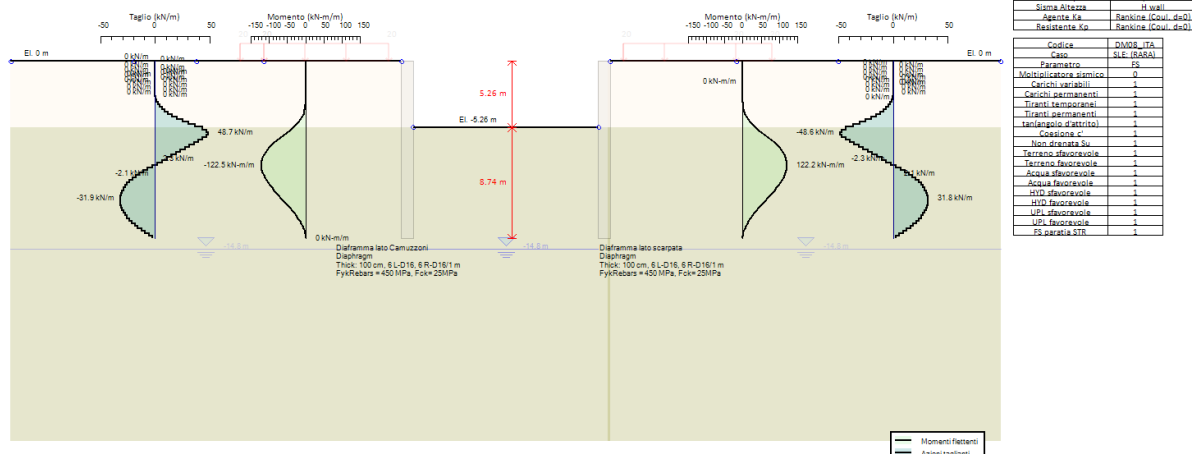
0: DM08_JTA: EQK - STR(PARENT: Base model)



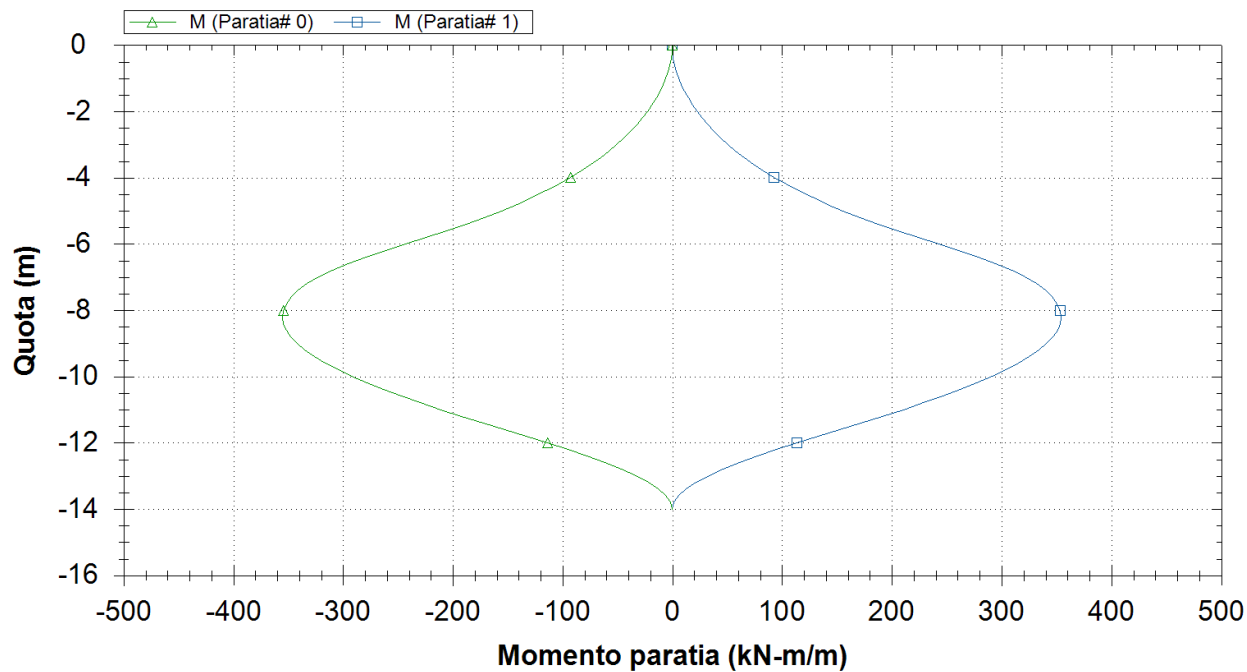
Codice CA:	NTC 2008
Codice Acciaio:	NTC 2008
Non lineare:	Imposizioni: EEP
Cond. Angolo:	Default
Acqua su 3.737 kN/m3	Idrostatico
Metodo carico Paratia:	Betas 55 deg
Sigma di ign:	0.1
Sigma Angi-Sue:	0
Sigma Met:	Mononobe
Sigma Acqua:	H paratia
Sigma Altezza:	H wall
Agente RA:	Rackine (Coul. de-D)
Resistente Ro:	Rackine (Coul. de-D)

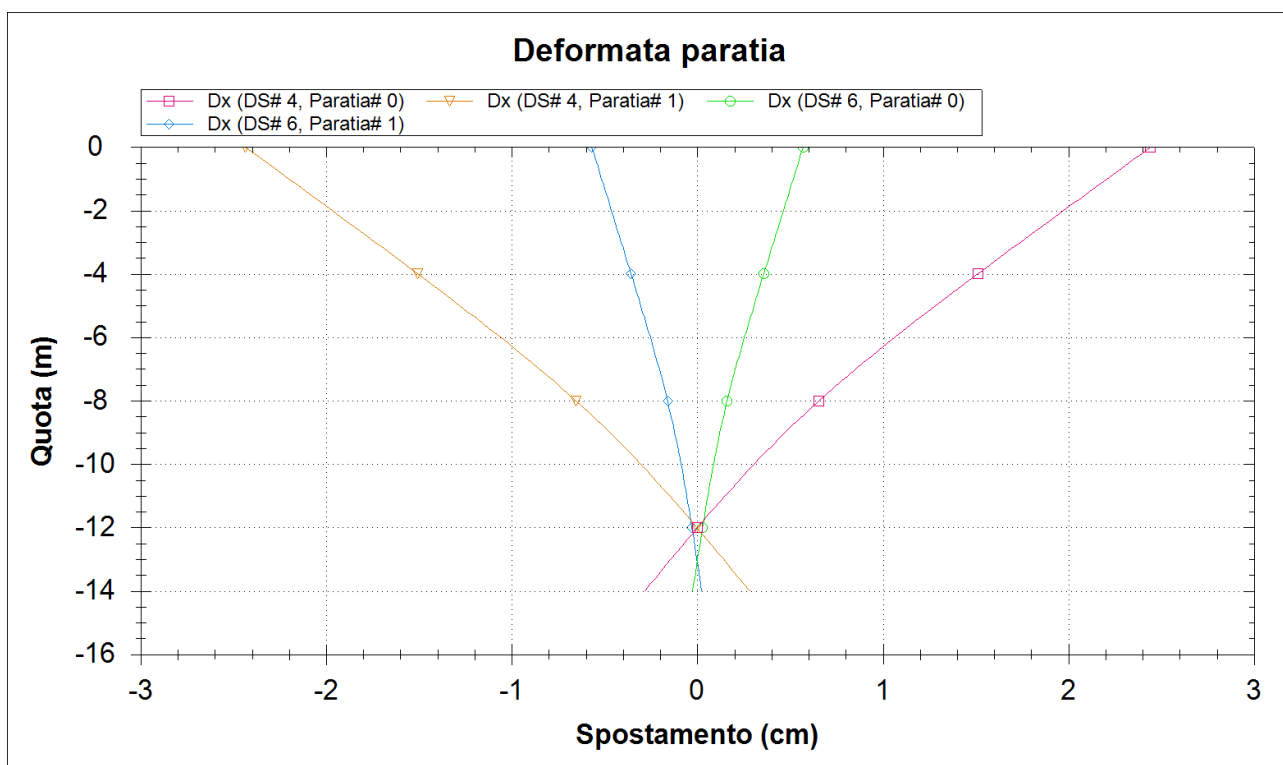
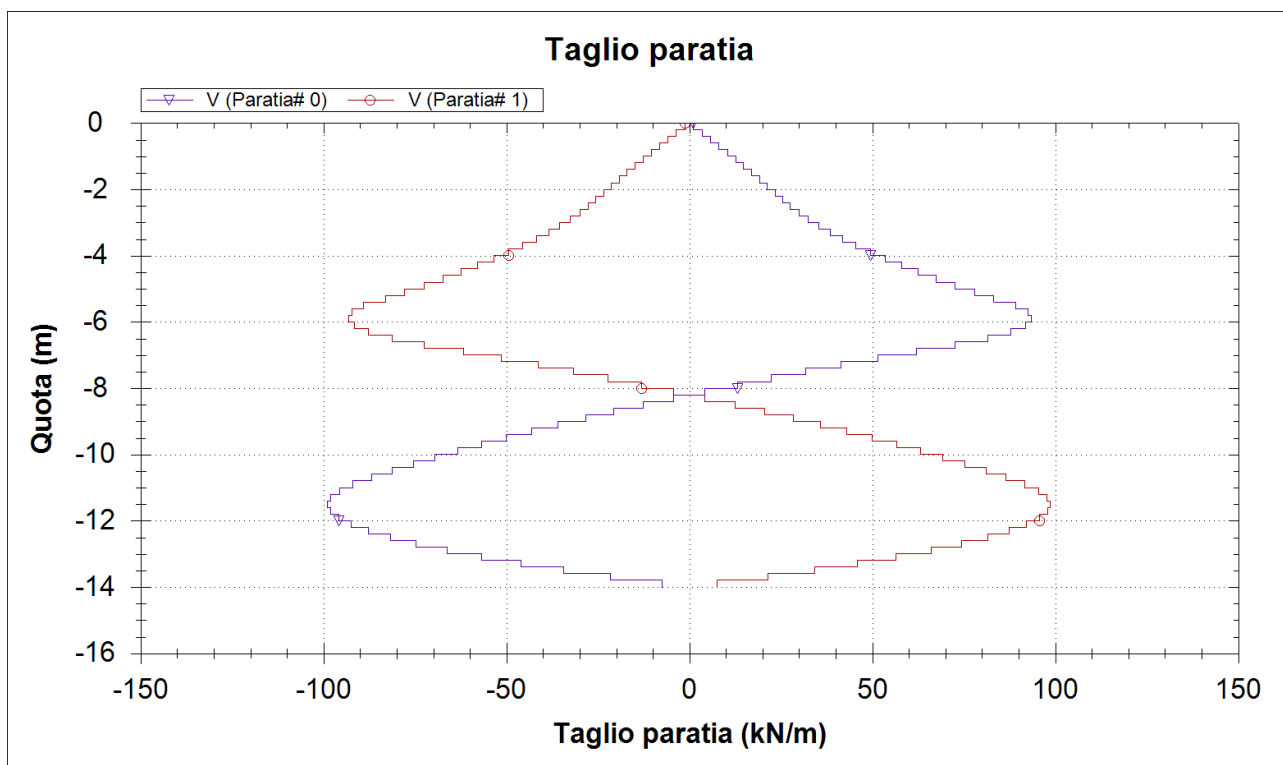
Codice:	DM08_JTA
Caso:	EQK - STR
Parametro:	FS
Moltiplicatore sismico:	1
Carichi variabili:	1
Carichi permanenti:	1
Tiranti temporanei:	1
Tiranti permanenti:	1
tan(angolo d'attrito):	1
Coesione c':	1
Non drenata Su:	1
Terrano sfavorevole:	1
Terrano favorevole:	1
Acqua sfavorevole:	1
Acqua favorevole:	1
HYD sfavorevole:	1
HYD favorevole:	1
UPL sfavorevole:	1
UPL favorevole:	1
FS paratia STR:	1
FS tiranti:	1 x 8 tirante

Sollecitazioni paratia agli SLE (RARA):



Momento flettente paratia





7.1. Verifica a flessione SLU

Verifica C.A. S.L.U. - File: Diaframma 13.00

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : **Diaframma 13,00 m**

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	100

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15,71	6
2	15,71	94

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. ☒ Metodo n ☐

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

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.

Calcola MRd

L₀ cm

☐ Precompresso

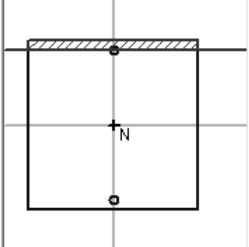
Materiali

B450C **C25/30**

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

M_{xRd} kN m

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



7.2. Verifica a taglio SLU

Verifica a taglio SLU
D.M. 14 gennaio 2008 - Norme tecniche per le costruzioni - 4.1.2.1.3

Classe Calcestruzzo : C25/30
 Calcestruzzo R_{ck} : 30
 Precompresso : No
 Acciaio : B450C

Base : 100 cm
 Altezza : 100 cm

copriferro netto A_{s, tesa} : 6,00 cm

n° ferri	φ ferri
0	20
5	20
A _{sl, tesa} = 1571 mm ²	

SOLLECITAZIONE

N_{Ed} : 0,00 kN
 V_{Ed} : 98,8 kN

N_{Ed} è la forza longitudinale nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione (compressione +)

Elementi in c.a. ordinario privi di armatura a taglio

$$V_{Rd} = \left\{ \frac{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

V_{Rd} = 290 kN

k = 1,46 ≤ 2

d = 940 mm *altezza utile della sezione*

ρ_l = 0,00167 ≤ 0,02 *rapporto geometrico di armatura longitudinale*

b_w = 1000 mm *larghezza minima della sezione*

f_{ck} = 24,9 N/mm²

γ_c = 1,5

σ_{cp} = 0,00 N/mm² ≤ 0,2 f_{cd} *tensione media di compressione della sezione*

v_{min} = 0,31

V_{Rd} > V_{Ed} **non è necessaria armatura a taglio.**

7.3. Verifiche agli SLE

Verifica a fessurazione diaframma (combinazione rara):

M = 122,2 kNm

N = 0 kNm

$R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
 $f_{ctm} = 2,61 \text{ N/mm}^2 (0,27 \times R_{ck}^{2/3})$
 $B = 100 \text{ cm}$ (larghezza sezione)
 $H = 100 \text{ cm}$ (altezza sezione)
 $y' = 7 \text{ cm}$ (posizione di armatura)
 $A'_a = 15,71 \text{ cm}^2$ (n° 5 f 20 passo 20 cm)
 $y = 93 \text{ cm}$ (posizione di armatura)
 $A_a = 15,71 \text{ cm}^2$ (n° 5 f 20 passo 20 cm)

STADIO NON FESSURATO

$n = 15$ (coeff. omogeneizzazione)
 $J_{id(I)} = 9.146.566 \text{ cm}^4$
 $A_{id} = 10.440 \text{ cm}^2$
 $x(I) = 50,000 \text{ cm}$ (asse neutro stato I, dal lembo compresso)
 $M = 400,57 \text{ kNm}$ (Momento di formazione fessura $f_{cfk} = 0,7 \times 1,2 \times f_{ctm}$)
 $M_f = 476,87 \text{ kNm}$ (Momento di fessurazione f_{ctm})

Momento d'esercizio inferiore al momento di fessurazione quindi non serve calcolare l'ampiezza delle fessure

Verifica tensionale diaframma (combinazione rara):

$M = 122,2 \text{ kNm}$
 $N = 0 \text{ kN}$
 $H/6 = 16,67 \text{ cm}$
 $B = 100 \text{ cm}$
 $H = 100 \text{ cm}$
Verifica:
 $n = 15$
 $x = 17,50 \text{ cm}$
 $s-c = 1,38 \text{ N/mm}^2$
 $s-a' = -12,44 \text{ N/mm}^2$ ($y = 7 \text{ cm}$: 5 f 20, $A'_a = 15,71 \text{ cm}^2$, passo 20,0 cm)
 $s-a = 89,41 \text{ N/mm}^2$ ($y = 93 \text{ cm}$: 5 f 20, $A_a = 15,71 \text{ cm}^2$, passo 20,0 cm)

7.4. Tabella riassuntiva e considerazioni finali

Diaframma esistente:

	Spostamento diaframma (cm)	Momento diaframma (kN/m)	Taglio p diaframma (kN/m)
Valori nominali	1.88	323.6	91.1

Tabella 1

Diaframma esistente (terreno consolidato $c'=15$ kPa): valori finali (ultimo stage)

	Spostamento diaframma (cm)	Momento diaframma (kN/m)	Taglio diaframma (kN/m)
A1+M1+R1	0.59	162.1	63.8
A2+M2+R1	1.72	220.9	72.4
EQK – GEO (sisma)	6.59	589.0	174.4
EQK – STR (sisma)	2.44	355.1	98.8
A1+M1+R3	0.59	162.1	63.8
SLE (RARA)	0.57	122.5	48.7

Tabella 2

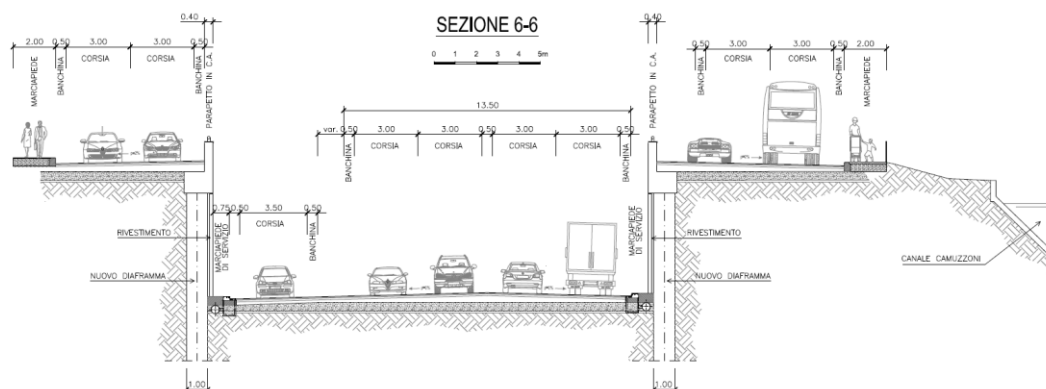
E' subito evidente come le colonne di consolidamento abbiano un beneficio riguardanti la stabilità della paratia. Lo spostamento in condizioni di esercizio è minore rispetto a quello che potrebbe avere attualmente il diaframma calcolato con la normativa in vigore all'atto della sua costruzione.

In termini di sollecitazione a momento, se si divide per 1,40 il valore agli SLU di $M = 355.1$ kNm (tabella 2) si ottiene 253.64 kNm, vale dire il 27% in meno rispetto al valore colto nel modello alle T.A. ($M = 323,6$ kNm, tabella 1).

Pertanto si evince da questi risultati che i diaframmi esistenti, con il terreno consolidato, siano adeguati anche dal punto di vista sismico alle normative attuali.

8. MODELLAZIONE NUOVO DIAFRAMMA

Per realizzare il sottopasso di via Città di Nimes, è necessario eseguire dei nuovi diaframmi in c.a. la cui massima altezza fuori terra si ha in corrispondenza della galleria artificiale e vale circa 7.0m.



Sezione tipo entro nuovi diaframmi in c.a.

L'opera in oggetto consiste in una paratia a diaframmi in c.a. dello spessore 1,0m. Data la natura dei terreni interessati dall'opera (Alluvioni dell'Adige costituite da ghiaie poligeniche con ciottoli in matrice sabbiosa molto addensata) non è necessario prevedere elementi di contrasto quali tiranti o soletta di fondo.

Le configurazioni studiate sono riportate di seguito.

- Stage 0: Fase iniziale (geostatica);
- Stage 1: Scavo fino a quota -7,00 m;
- Stage 2: Fase di esercizio;
- Stage 3: Fase sismica.

Per la verifica degli elementi strutturali che costituiscono la paratia, si considera che, oltre alla spinta delle terre, l'opera sia soggetta anche alla spinta dovuta al sovraccarico mobile transitante sulla strada posta immediatamente a monte.

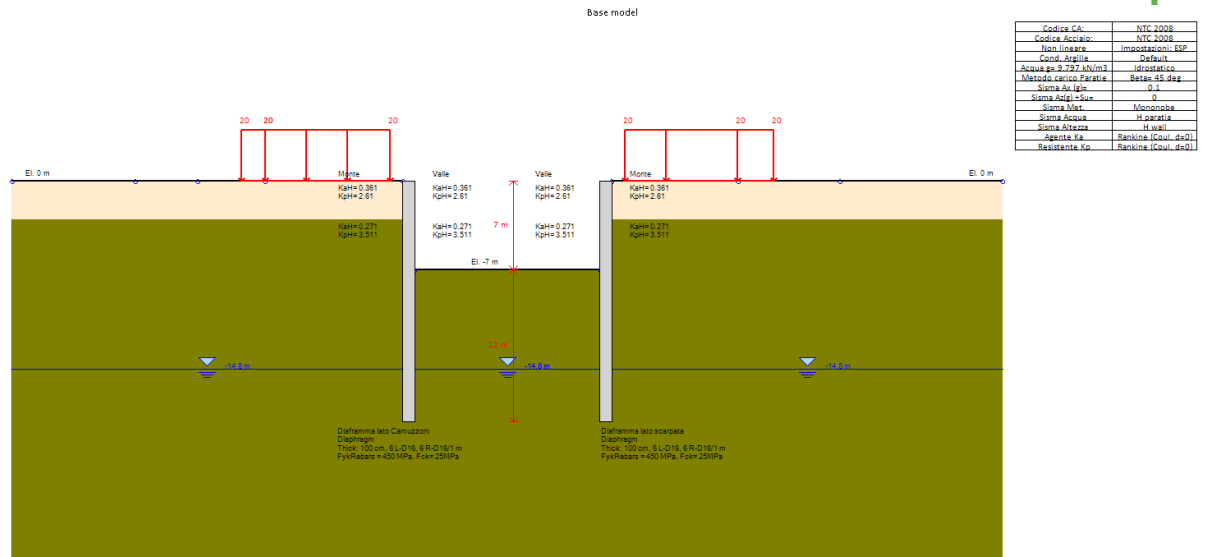
Nella configurazione 1 si è considerato un sovraccarico accidentale a monte della paratia di 10 kN/m², per la presenza dei mezzi di cantiere; nella configurazione di esercizio (Stage 2), il sovraccarico considerato è di 20 kN/m².

Nello Stage 3 viene calcolata la spinta del terreno in condizioni sismiche considerando i coefficienti di spinta (statica + sismica) di Mononobe e Okabe ottenuti partendo da un valore dell'accelerazione sismica orizzontale di:

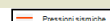
$$ah = kh \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max} = 0.8 \cdot 0.5 \cdot 0.25 g = 0.10 g$$

avendo assunto i seguenti valori dei coefficienti di deformabilità e spostamento:

$\alpha = 0,8$ per sottosuolo tipo C e altezza paratia H = 19m;
 $\beta = 0,5$ per $us \cong 0.04$ m (massimo spostamento tollerato, < 0,005 H).



Andamento delle pressioni del sisma:

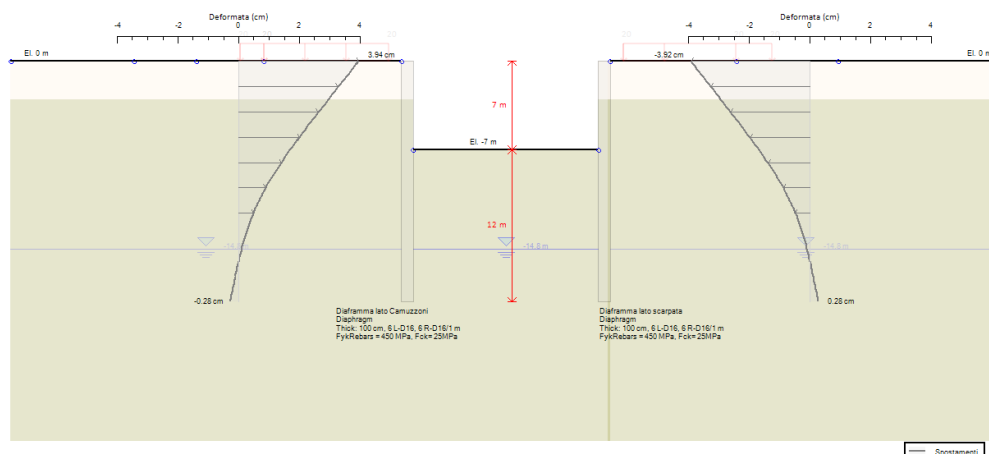


0: DM08_ITA: EQK - STR(PARENT: Base model)



SISTEMA DI TRASPORTO PUBBLICO DI TIPO FILOVIARIO - PROGETTO DEFINITIVO
PD 80201 RSQ18.doc | Relazione di calcolo Diaframmi

0: DM08_JTA: SLE (RARA)(PARENT: Base model)

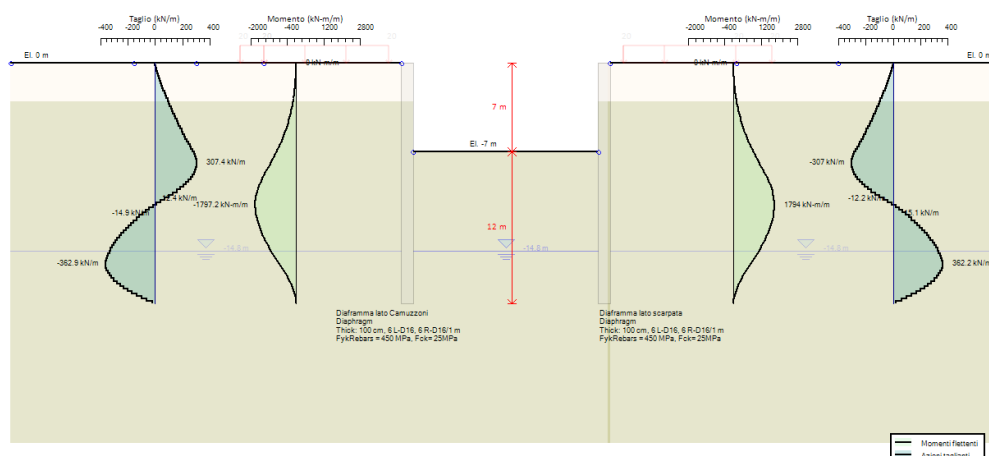


Codice CA:	NTC 2008
Codice Acciaio:	NTC 2008
Non lineare:	Impostazioni: ESP
Cond. Angolo:	Default
Acqua ge 3.737 kN/m3	Idrostatico
Metodo carico Paratia:	Betas 55 deg
Sigma Ax Igle:	0.1
Sigma AngI-Sue:	0
Sigma Mat:	Mononobe
Sigma Acqua:	H paratia
Sigma Alceza:	H wall
Agente RA:	Rackine (Coul. deD)
Resistente Ro:	Rackine (Coul. deD)

Codice:	DM08_JTA
Caso:	SLE (RARA)
Parametro:	FS
Moltiplicatore sismico:	1
Carichi variabili:	1
Carichi permanenti:	1
Tiranti temporanei:	1
Tiranti permanenti:	1
ta(angolo d'attacco):	1
Cosine c:	1
Non dissipata Su:	1
Terrano sfavorevole:	1
Terrano favorevole:	1
Acqua sfavorevole:	1
Acqua favorevole:	1
HYD sfavorevole:	1
HYD favorevole:	1
UPL sfavorevole:	1
UPL favorevole:	1
FS paratia STR:	1

Sollecitazioni paratia agli SLU:

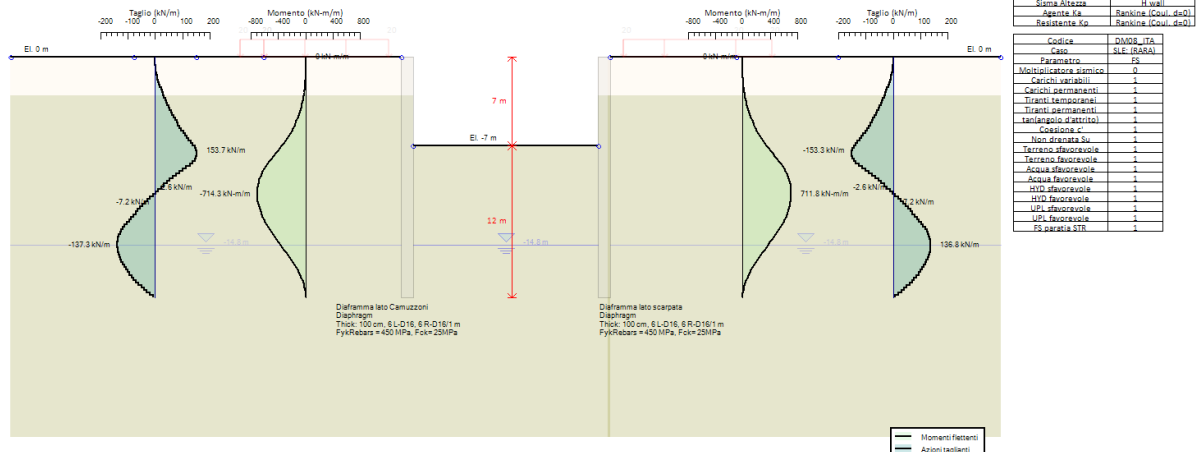
0: DM08_JTA: EQK - STR(PARENT: Base model)



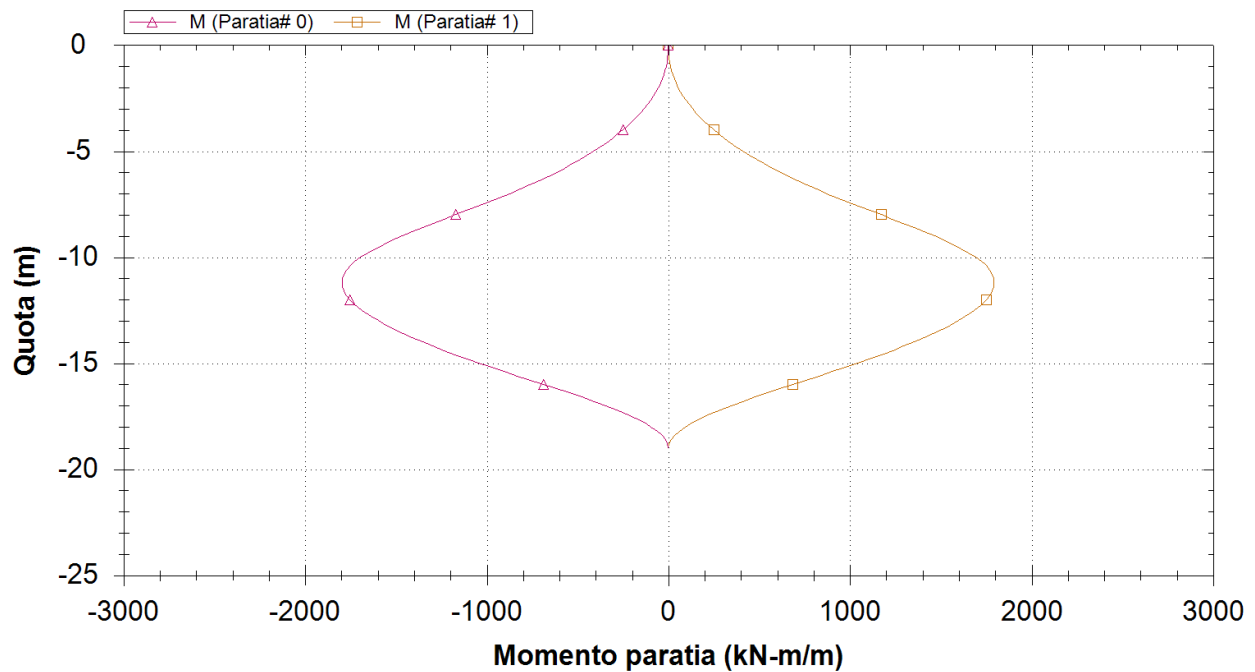
Codice CA:	NTC 2008
Codice Acciaio:	NTC 2008
Non lineare:	Impostazioni: ESP
Cond. Angolo:	Default
Acqua ge 3.737 kN/m3	Idrostatico
Metodo carico Paratia:	Betas 55 deg
Sigma Ax Igle:	0.1
Sigma AngI-Sue:	0
Sigma Mat:	Mononobe
Sigma Acqua:	H paratia
Sigma Alceza:	H wall
Agente RA:	Rackine (Coul. deD)
Resistente Ro:	Rackine (Coul. deD)

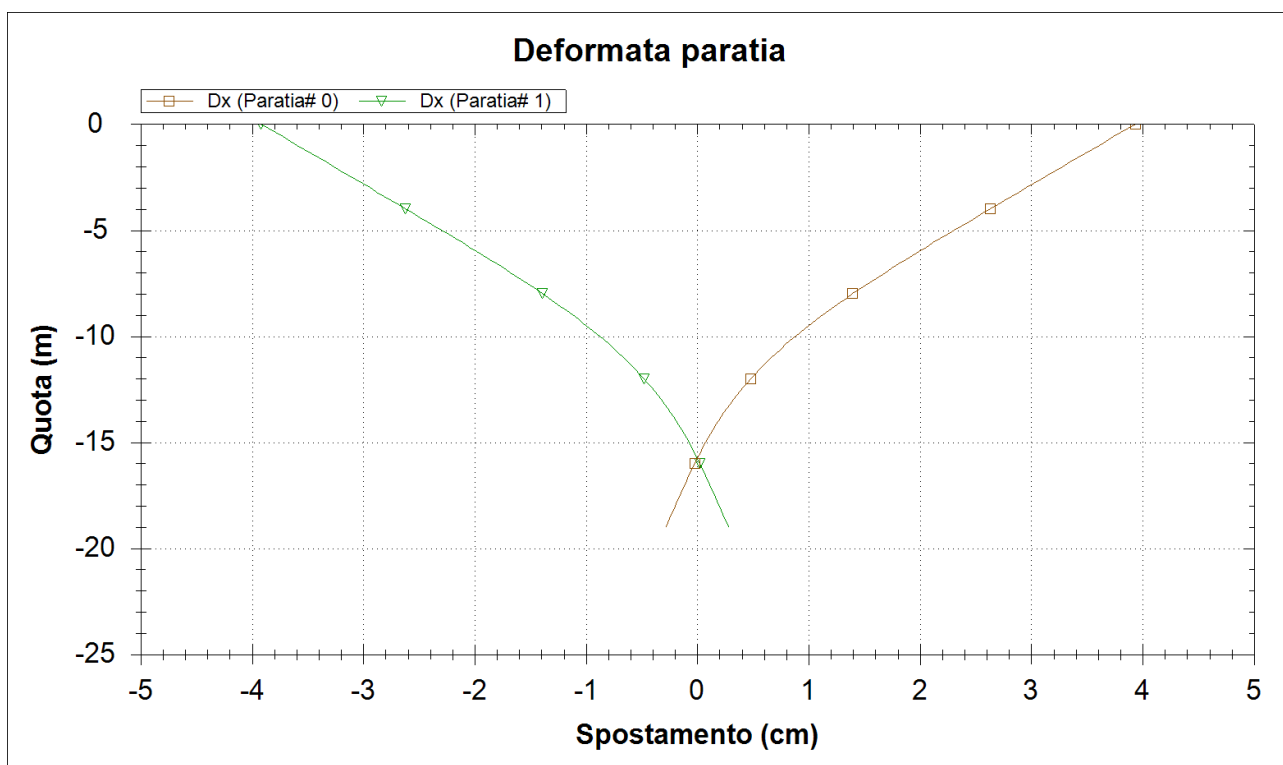
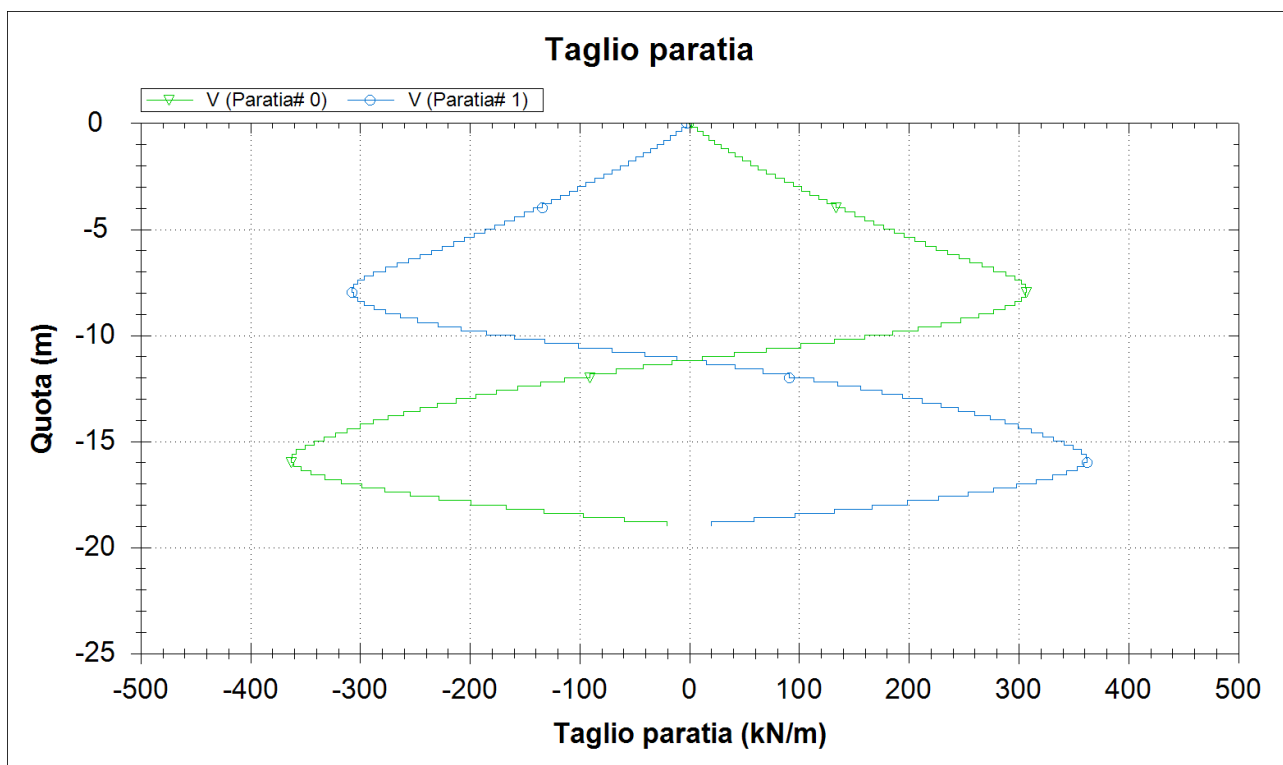
Codice:	DM08_JTA
Caso:	EQK - STR
Parametro:	FS
Moltiplicatore sismico:	1
Carichi variabili:	1
Carichi permanenti:	1
Tiranti temporanei:	1
Tiranti permanenti:	1
ta(angolo d'attacco):	1
Cosine c:	1
Non dissipata Su:	1
Terrano sfavorevole:	1
Terrano favorevole:	1
Acqua sfavorevole:	1
Acqua favorevole:	1
HYD sfavorevole:	1
HYD favorevole:	1
UPL sfavorevole:	1
UPL favorevole:	1
FS paratia STR:	1
FS tiranti:	1 e 8 tiranti

Sollecitazioni paratia agli SLE (RARA):



Momento flettente paratia





8.1. Verifica a flessione SLU

Verifica C.A. S.L.U. - File: Diaframma 19.00

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : **Diaframma 19,00 m**

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	100

N°	As [cm²]	d [cm]
1	53,09	6
2	53,09	94

Sollecitazioni
☒ S.L.U. ☐ Metodo n

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

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

Tipo rottura:
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
☒ B450C ☐ C25/30
 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} τ_{c1}

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

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

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

8.2. Verifica a taglio SLU

Verifica a taglio SLU
D.M. 14 gennaio 2008 - Norme tecniche per le costruzioni - 4.1.2.1.3

Classe Calcestruzzo : C25/30
 Calcestruzzo Rck : 30
 Precompresso : No
 Acciaio : B450C

Base : 100 cm
 Altezza : 100 cm

copriferro netto $A_{s, \text{tesa}}$: 6,00 cm

n° ferri	ϕ ferri
0	20
10	26
$A_{sl, \text{tesa}} = 5309 \text{ mm}^2$	

SOLLECITAZIONE

N_{Ed} : 0,00 kN
 V_{Ed} : 363,3 kN

N_{Ed} è la forza longitudinale nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione (compressione +)

Elementi in c.a. ordinario privi di armatura a taglio

$$V_{Rd} = \left\{ \frac{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$V_{Rd} = 398 \text{ kN}$

$k = 1,46 \leq 2$

$d = 940 \text{ mm}$ *altezza utile della sezione*

$\rho_l = 0,00565 \leq 0,02$ *rapporto geometrico di armatura longitudinale*

$b_w = 1000 \text{ mm}$ *larghezza minima della sezione*

$f_{ck} = 24,9 \text{ N/mm}^2$

$\gamma_c = 1,5$

$\sigma_{cp} = 0,00 \text{ N/mm}^2 \leq 0,2 f_{cd}$ *tensione media di compressione della sezione*

$v_{\min} = 0,31$

$V_{Rd} > V_{Ed}$ **non è necessaria armatura a taglio.**

8.3. Verifiche agli SLE

Verifica a fessurazione diaframma (combinazione rara):

$M = 714,3 \text{ kNm}$

$N = 0 \text{ kNm}$

$R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
 $f_{ctm} = 2,61 \text{ N/mm}^2 (0,27 \times R_{ck}^{2/3})$
 $B = 100 \text{ cm}$ (larghezza sezione)
 $H = 100 \text{ cm}$ (altezza sezione)
 $y' = 7,3 \text{ cm}$ (posizione di armatura)
 $A'_a = 53,09 \text{ cm}^2$ (n° 10 f 26 passo 10 cm)
 $y = 92,7 \text{ cm}$ (posizione di armatura)
 $A_a = 53,09 \text{ cm}^2$ (n° 10 f 26 passo 10 cm)

STADIO NON FESSURATO

$n = 15$ (coeff. omogeneizzazione)
 $J_{id(I)} = 11.043.839 \text{ cm}^4$
 $A_{id} = 11.487 \text{ cm}^2$
 $x(I) = 50,000 \text{ cm}$ (asse neutro stato I, dal lembo compresso)
 $M = 483,66 \text{ kNm}$ (Momento di formazione fessura $f_{cfk} = 0,7 \times 1,2 \times f_{ctm}$)
 $M_f = 575,79 \text{ kNm}$ (Momento di fessurazione f_{ctm})

STADIO FESSURATO (II)

$n = 15$ (coeff. omogeneizzazione)
 $x(II) = 27,0 \text{ cm}$ (asse neutro stato II)
 $J_{id(II)} = 4.402.790 \text{ cm}^4$
 $s = 159,79 \text{ N/mm}^2$ (M,N)
 $e = 0,000761$

Geometria tirante ideale

$b = 100 \text{ cm}$
 $h' = 28,1 \text{ cm}$ ($c + f/2 + i' + 7,5 \times f$)
 $A_s = 53,09 \text{ cm}^2$
 $A_c = 2810,00 \text{ cm}^2$
 $A_s/A_c = 0,0189$

Distanza media fessure:

$c = 7,3 \text{ cm}$ (copriferro, da estradosso cls ad estradosso barra)
 $i = 10 \text{ cm}$ (interasse ferri in orizzontali)
 $i' = 0 \text{ cm}$ (interasse ferri verticale, nel caso di due strati di barre)
 $f_{max} = 26 \text{ mm}$ diametro massimo barre
 $r = 0,0189$ (A_s/A_c tirante ideale)
 $k_1 = 0,4$ (barre a.m.)
 $k_2 = 0,180$ ($0,25 \times [1 - h'/(2 \times (H - x_1))]$)
 $s_m = 26,49 \text{ cm}$ ($2 \times (c + i/10) + k_1 \times k_2 \times f/r$)

Deformazione media:

$b_1 = 1$ (barre a.m.)

$b_2 = 0,5$ (carichi di lunga durata o numerosi cicli di carico)

$s_{sr} = 128,80 \text{ N/mm}^2$ (stato II, Mf)

$s_{ss} = 159,79 \text{ N/mm}^2$ (stato II, Magente)

$e_{sm} = 0,000514 (s_{ss}/E_s(1-b_1b_2x(s_{sr}/s_{ss})^2))$

Ampiezza teorica di fessura:

$w_k = 0,231 \text{ mm}$ ($1,7 \times e_{sm} \times s_{sm}$)

$c_{min} = 2,5 \text{ cm}$ copriferro minimo

$c = 7,3 \text{ cm}$ copriferro effettivo

coeff. = 1,5 (coef. riduttivo: min tra 1,5 e c/c_{min})

$w_k = 0,231$

Verifica tensionale diaframma (combinazione rara):

$M = 714,3 \text{ kNm}$

$N = 0 \text{ kN}$

$H/6 = 16,67 \text{ cm}$

$B = 100 \text{ cm}$

$H = 100 \text{ cm}$

Verifica:

$n = 15$

$x = 27,04 \text{ cm}$

$s-c = 4,39 \text{ N/mm}^2$

$s-a' = -48,04 \text{ N/mm}^2$ ($y = 7,3 \text{ cm}$: 10 f 26, $A'a = 53,09 \text{ cm}^2$, passo 10,0 cm)

$s-a = 159,79 \text{ N/mm}^2$ ($y = 92,7 \text{ cm}$: 10 f 26, $A_a = 53,09 \text{ cm}^2$, passo 10,0 cm)

9. ALLEGATI

COMUNE di VERONA

LAVORO SOTTOPASSO
PORTA NUOVA

IL DIRETTORE DEI LAVORI
DOTT. ING. GIULIO FERRARI

PROFILO LONG. IN SX

NO. 10

NICIS

Costruzioni Generali s.p.a.
Ing. Francesco Nicotri

17 MAR 1991

ALLEGATO 2

SCALA X = 1: 200

SCALA Y = 1: 20

LEGENDA

ALL. VERT. = R(S) . T.V = RAGGIO (LUNGH. PAR.) . TANG. QUOTA VERT.

L.H.P. = DIST. DIFF. QUOTA PENDENZA TRA VERT.

ANDAM. PLANIM. = N. CURVA RAGGIO CLOT. LUNGH. TOT.

N. SEZIONE

QUOTE PROGETTO

QUOTE TERRENO

DISTANZE PARZIALI

PROGRESSIVE

ANDAM. PLANIM.

SOPRAELEVAZIONE

ETTOMETRICA

KM 0

58.00

MC

63.73

63.35

63.73

88.60

89.30

58.10

63.55

63.46

63.00

63.38

0.00

7.50

17.50

30.50

7.50

10.00

13.00

58.10

I = 142.26
H = 0.02
P = -0.0141

MURO H m.L. 1.00

DIAFRAMMA AD ELEMENTI
RETTANGOLARI m.L. 20.00
LUNGHEZZA m.L. 4.50

DIAFRAMMA AD ELEMENTI
RETTANGOLARI m.L. 13.65
LUNGHEZZA m.L. 13.00

DIAFRAMMA A PALI N° 9
LUNGHEZZA m.L. 13.00

DIAFRAMMA AD ELEMENTI
RETTANGOLARI m.L. 12.35
LUNGHEZZA m.L. 13.00

DIAFRAMMA A PALI N° 12
LUNGHEZZA m.L. 13.00

DIAFRAMMA AD ELEMENTI
RETTANGOLARI m.L. 16.06
LUNGHEZZA m.L. 13.00

DIAFRAMMA A PALI N° 30
LUNGHEZZA m.L. 13.00

TRAVE DI CORONAMENTO IN RAMPA m.L. 99.00

TRAVE
CORONAM
IN ATTE
m.L. 9.00

PAVIMENTAZIONE

CORONAMENTO
IN RAMPA

DIAFRAMMA

LUNGHEZZA DIAFRAMMA

X = 188.32

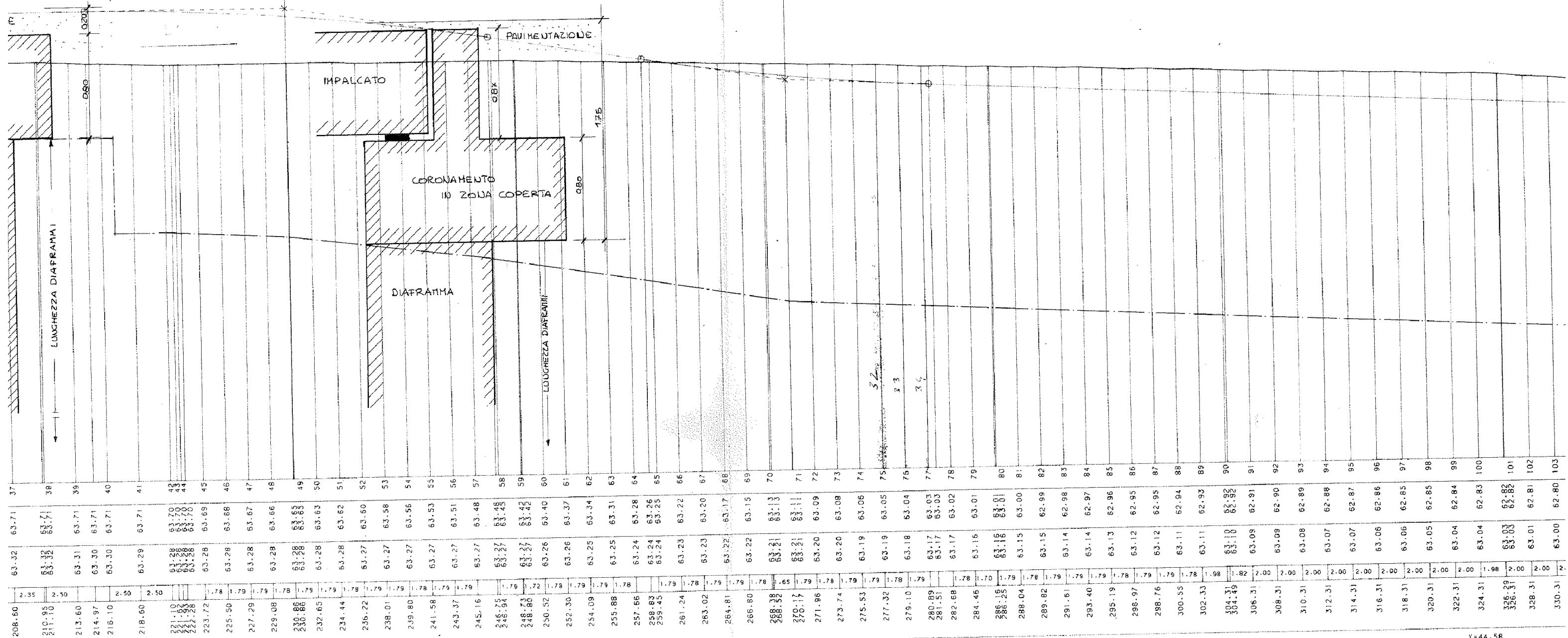
320.31

DIAFRAMMA AD ELEMENTI	
RETTANGOLARI	mL.13.50
LUNGHEZZA	mL.12.25

DIAFRAMMA A PALI 6120
J02
LUNGHEZZA mL 12.25

m.L. 9.52

TR.



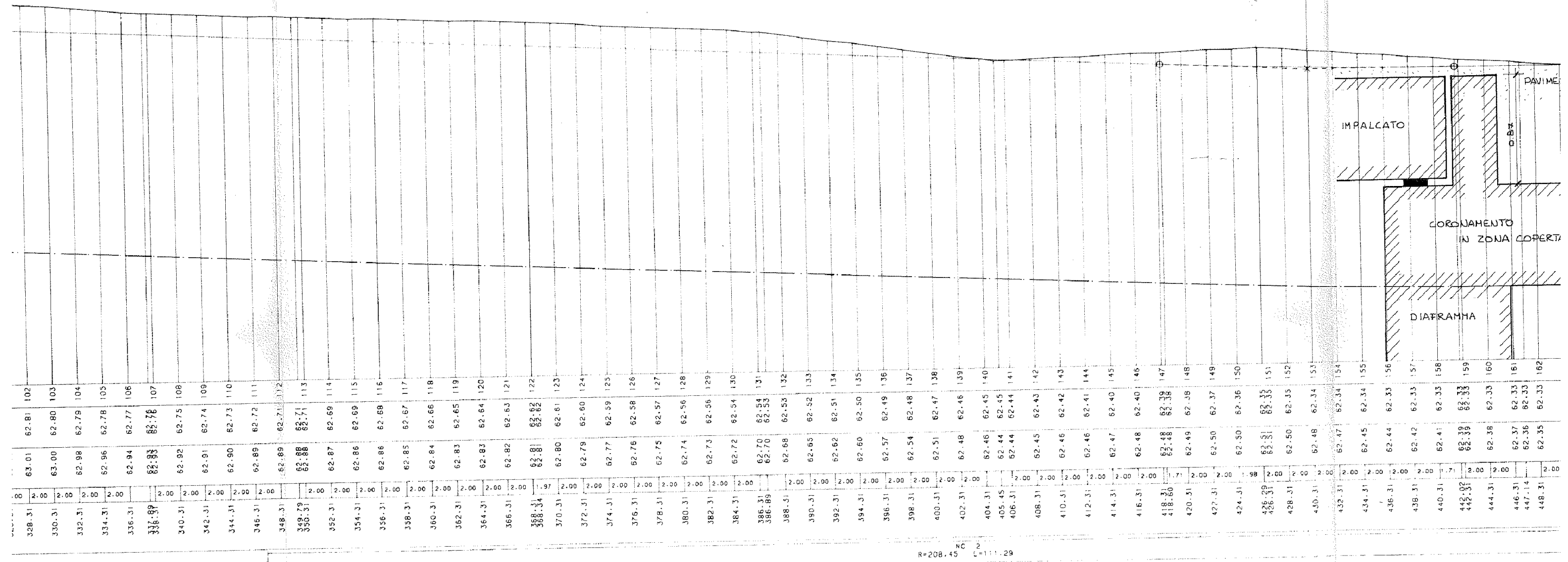
R=141.55 L=114.19
NC 1

$$Y = 44.5R$$

DIAFRAMMA AD	ELEMENTI
RETTANGOLARI	ml. 54.00
LUNGHEZZA	ml. 14.00

DIAFRAMMA A PALI Ø 120
N° 71
LUNGHEZZA m.L. 12.25

TRAVE DI CORONAMENTO IN ZONA COPERTA m.l. 242.38



DIAPRAMMA A PALI N° 42
LUNGHEZZA m.L. 13.00

RETTANGOLARI m.L. 22.86
LUNGHEZZA m.L. 13.00
SENZA CASSE RATURA

RETTANGOLARI m.L. 12.50
LUNGHEZZA m.L. 9.20
SENZA CASSE RATURA

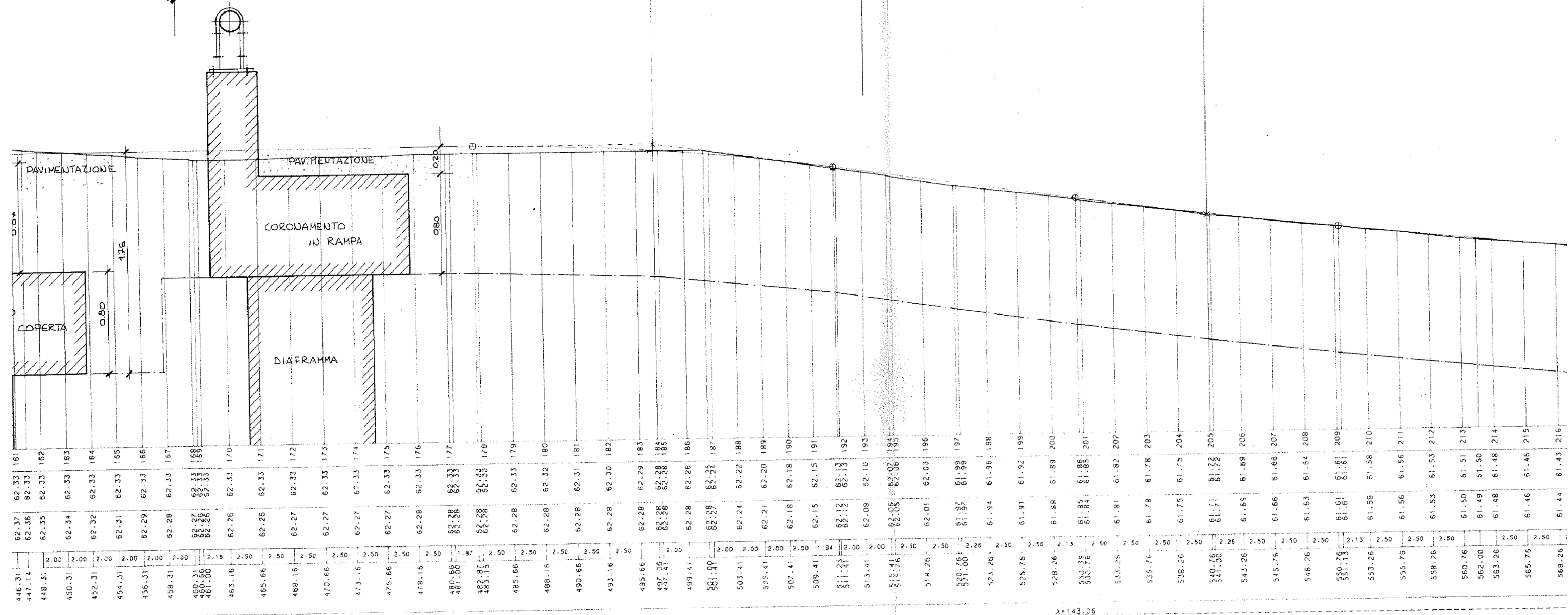
DIAPRAMMA A PALI N° 120
LUNGHEZZA m.L. 13.00

RETTANGOLARI m.L. 7.00
LUNGHEZZA m.L. 7.00
SENZA CASSE RATURA

TRAVE DI CORONAMENTO IN ATTESA m.L. 54.00

m.L. 54.00

TRAVE DI CORONAMENTO IN RAMPA m.L. 82.94



AL. 7.00
TURA

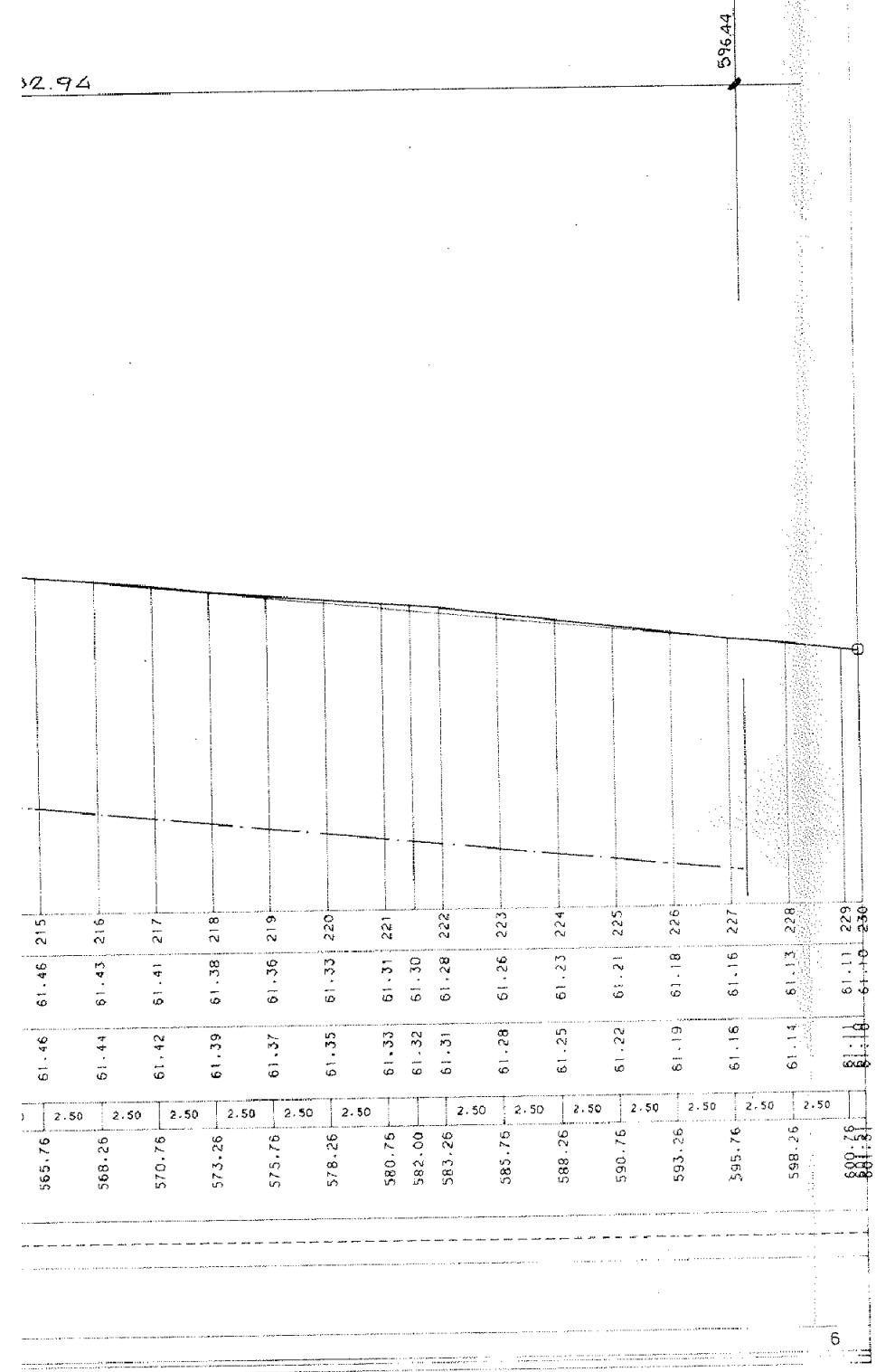
LUNGHEZZA m. 4.50
SENZA CASSELLATURA

N.P. 8
ART. N.P. 8
 $(33.65+12.75+16.06) \times 0.61 = mc \ 38.10$
 $13.50 \times 1.94 = mc \ 26.19$
 $54.00 \times 1.95 = mc \ 105.30$
 $(35.36+43.18) \times 1.00 = mc \ 78.54$

mc 248.13

ART. N.P. 9
 $H=14.00 = 54.00 \times 14.00 = mq \ 756.00$
 $H=13.00 = (13.65+12.75+16.06) \times 13.00 = mq \ 551.97$
 $H=12.25 = 13.50 \times 12.25 = mq \ 165.38$
 $H=4.50 = 20.00 \times 4.50 = mq \ 90.00$

mq 1563.35



COMUNE di VERONA
LAVORO SOTTOPASSO
PORTA NUOVA

IL DIRETTORE DEI LAVORI
(Dott. ~~Ing.~~ Antonio Pivetta)

PROFILO LONG. IN DX

300

NICIS
Costruzioni Generali s.p.a.
Ing. Francesco Nicchiarelli

74 MAR 1991

ALLEGATO 1

SCALA X = 1 : 200

SCALE Y = 1 : 20

L E G E N D A

ALL. VERT. : R(S).T.V = RAGGIO(LUNGH. PAR.) .TANG. QUOTA VERT.
LUNGH. P. = DIST. DIFF. QUOTA . PENDENZA TRA VERT.
ANDAM. PLAN. : NO. R.S.L = N. CURVA . RAGGIO . CLOT . LUNGH. TOT.

60

N. SEZIONE

QUOTE PROGETTO

QUOTE TERRENO

DISTANZE PARZIALI

PROGRESSIVE.

ANDAM. PLANIM.

SOPRAELEVAZIONE

ETTOMETRICA

KM O

85.60

MURO

$$\begin{array}{r} 63.73 \\ 63.73 \end{array}$$

63.60
63.60

9.30

88.60
89.30

$$\underline{x} = 186$$

L = 154.00
H = 0.02
P.I. = 0.0149

MURO H. M.L. 1.00

DIAFRAMMA AD ELEMENTI
RETTANGOLARI M.L. 20.00
LUNGHEZZA M.L. 4.50

DIAFRAMMA AD ELEMENTI
RETTANGOLARI M.L. 95.68
LUNGHEZZA M.L. 13.00

TRAVE DI CORONAMENTO IN RAMPA M.L. 102.50

TR.
COR.
IN AT

211.10

PAVIMENTAZIONE

CORONAMENTO
IN RAMPA

DIAFRAMMA

LUNGHEZZA DIAFRAMMI

9.30

10.00

9.30

10.00

X=188.40

$T_1 = 6.30$
 $T_2 = 6.30$
 $V = 3.19$

DIAFRAMMA
RETTANGOL
LUNGHEZZA

TRAVE DI
CORONAMENTO
IN ATTESA m.L. 10.00

m.L. 10.00

221.10

IMPALCATO

PAVIMENTAZIONE

CORONAMENTO
IN ZONA COPERTA

DIAGRAMMA

LUNGHEZZA DI AFRAIMI

R=158.45 L=127.82
NC I

PER = 08.00
TANGOLARI = -0.84
LUNGHEZZA = -1.2353

CC
84
2353

T1 = 14.10
T2 = 14.10
V = 62.35

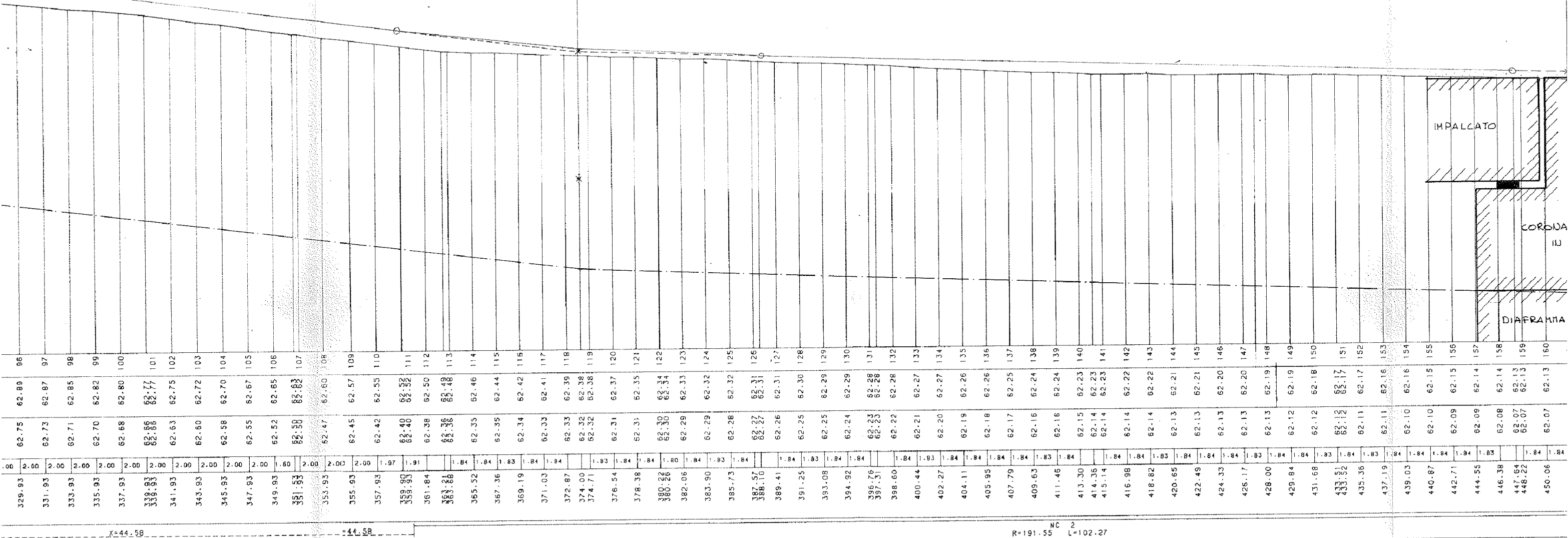
H = -0.23
P = -0.2953

T2 = 4.
V = 62

FRAMMA AD ELEMENTI
TANGOLARI ML. 75.60
LUNGHEZZA ML. 14.00

DIAFRAMMA A PALI #120
N° 72
LUNGHEZZA ML. 12.25

TRAVE DI CORONAMENTO IN ZONA COPERTA m.L. 241.72



DIAPRAMMA A PALI Ø120
N° 62
LUNGHEZZA mL 13.00

DIAFRAMMA A PALI = 120
N° 18
LUNGHEZZA mL. 9.20

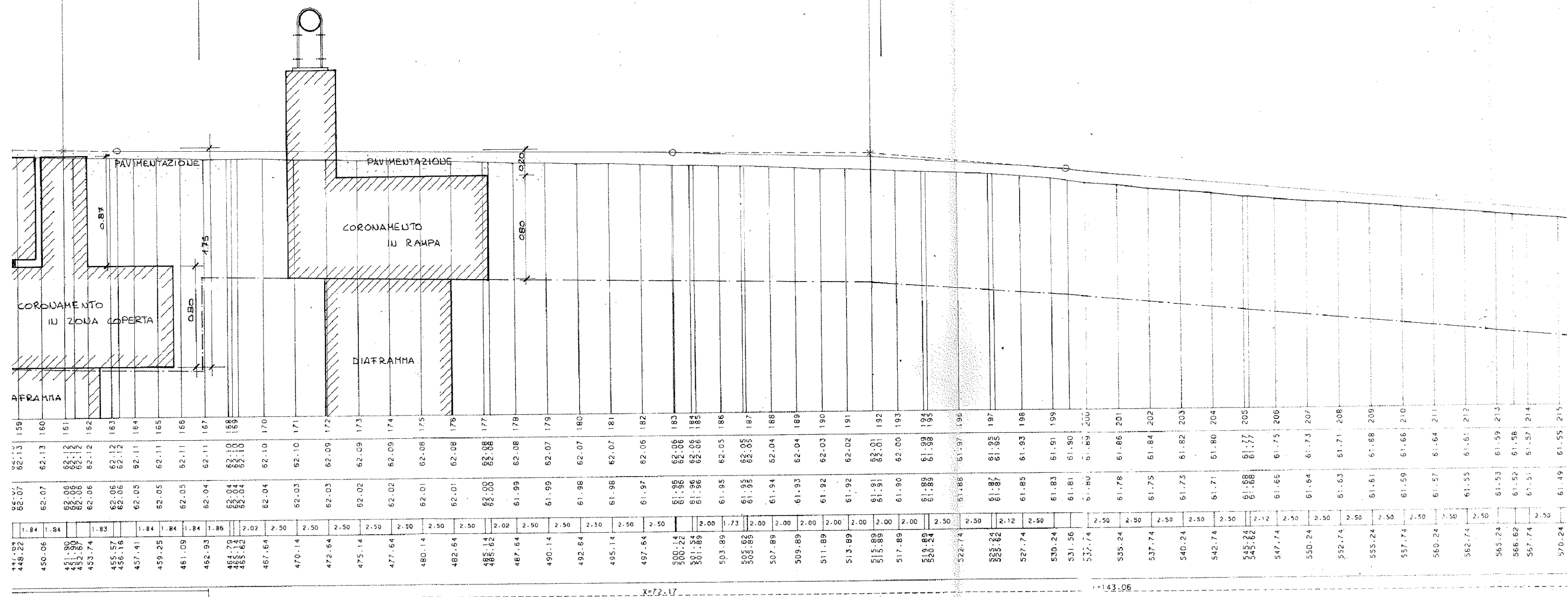
DIAGRAMMA A PALI
N° 16 -
LUNGHEZZA mL

TRAVE DI CORONAMENTO IN ATTESA LUNGHEZZA m.L. 54.00

TRAVE DI CORONAMENTO IN RAMPA LUNGHEZZA m.L.

m.L. 54.00

516.82.



**SOTTOVIA ALL'INCROCIO FRA VIALE DAL CER0 E
LA BRETELLA DI COLLEGAMENTO CON LO STADIO**

DATA PERIZIA	IL DIRETTORE LAVORI	IL CAPO SEZIONE VI
30 Novembre 1989		

Revisioni		
Disegnato <i>Andrea Papale</i>		
Scala 1:200 1:100		
Data 10 Novembre 1989		
Dis. 7_1676.1c. MI		

PROFILO LONGITUD.

DIAFRAMMA LATO SINISTRO

PROFILO LONGITUD.
DIAFRAMMA LATO SINISTRO

L'impresa
FONDEDILE spa - NAPOLI

Technical drawing of a rectangular excavation pit (scavo) showing dimensions and structural details. The drawing includes the following elements:

- Top Dimensions:**
 - Overall width: 15.90
 - Left side offsets: 80, 35
 - Right side offsets: 35, 80
- Left Side Dimensions:**
 - Height of the left vertical support: 1.75
- Right Side Dimensions:**
 - Height of the right vertical support: T
 - Overall height of the pit: H
- Internal Structure:**
 - A horizontal line across the middle of the pit is labeled "LINEA FONDO SCAVO".
 - The top horizontal section is hatched, indicating a reinforced concrete slab.
- Bottom Dimensions:**
 - Overall width: 15.90
 - Left side offsets: 69, 100
 - Right side offsets: 35, 60

Technical drawing of a rectangular frame structure, likely a foundation or excavation pit. The drawing shows the frame's dimensions and internal features.

Dimensions:

- Top horizontal dimension: 120, 40, 15.30, 40, 120
- Bottom horizontal dimension: 30, 100, 15.90, 100, 30
- Left vertical dimension: 100
- Right vertical dimension: T, H

Labels:

- LINEA FONDO SCAVO (variabile)

N. SEZIONI

QUOTE PROGETTO

QUOTE TERRENO

DISTANZE PARZIALI

DISTANZE PROGRESSIVE

H = ALTEZZA DIAFRAMMA
DALL'IMPOSTA TRAVE

QUOTA IMPOSTA TRAVE DI

PROG. 453.73
INIZIO 2° LOTTO

SPALLA IN C.A. - L = m. 122,34

TRATTO IMPALCATO - L = m. 179,34

PROG. 533.22

50.00

453.73 60.96 54.62

24.50

470.23 61.39 55.06

10.44

488.67 61.56 55.22

20.00

508.67 61.94 55.46

24.55

533.22 62.38 55.81

19.79

553.01 62.68 56.20

VE
IMMA A PARTIRE
RAVE DI BORDO

VE DI BORDO

PANNELLI DIAFRAMMA

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41
---	---	---	---	---	---	---	---	---	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----

PROG. 576.07

DIAFRAMMA H=13,00 - SCHEMA ⑨ - L= m. 147,00

TRATTO IN CURVA (R= m. 91,55 - L= m. 75,60)

TRATTO SCOPA

PROG. 608.82

PROG. 638.07

23.06

63.09

576.07

61.04

63.11

578.34

61.04

10.12

63.24

588.46

61.19

10.13

63.56

598.59

61.32

10.23

63.40

608.82

61.46

5.90

63.56

614.72

61.54

18.35

63.91

638.07

61.73

57.28

62.48

27.50

63.84

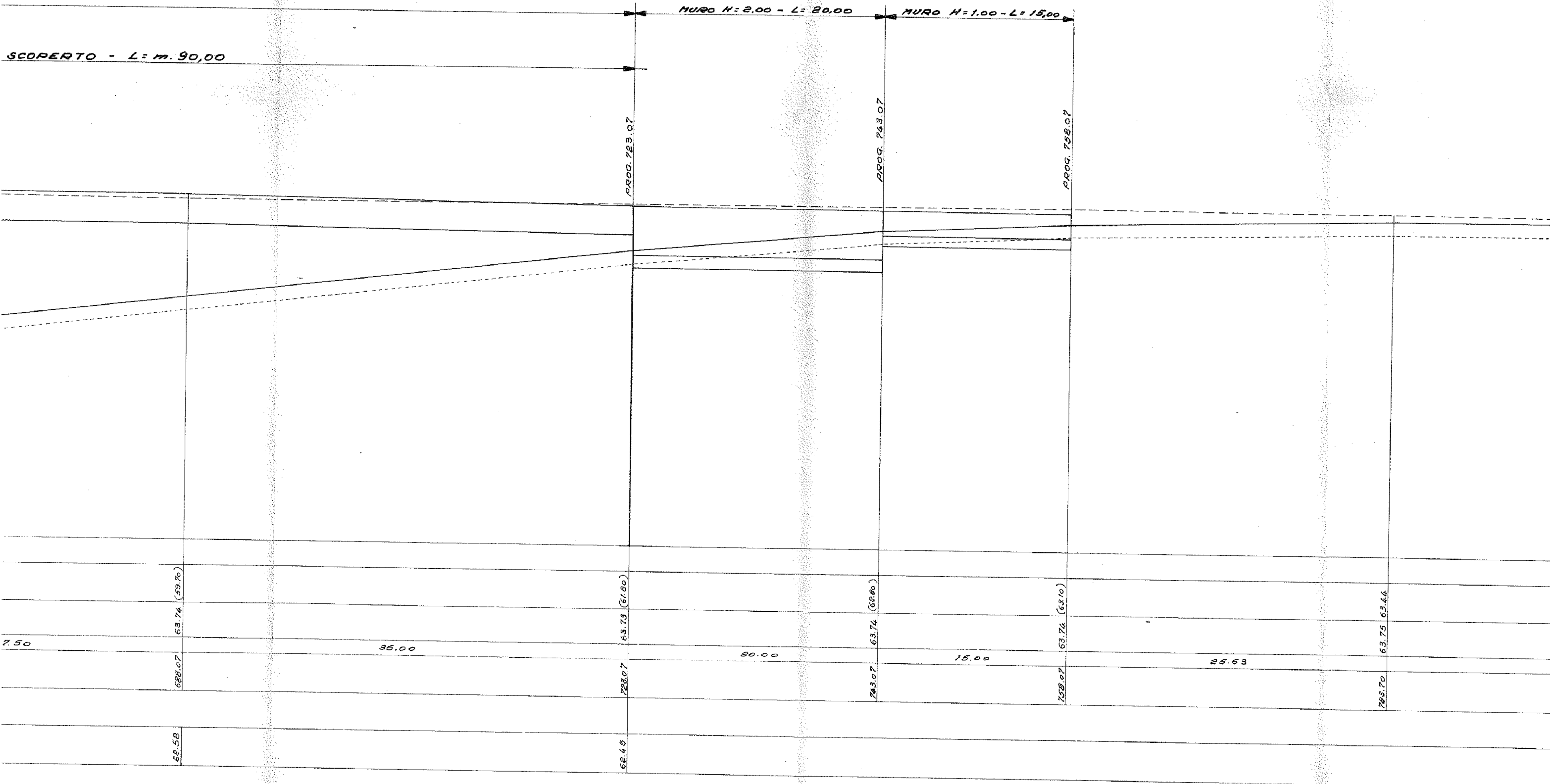
650.57

62.62

27.50

ALTEZZA DIAFRAMMA = m. 13,00

0	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60
---	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----



[illegible]

COMUNE DI VERONA

SOTTOVIA ALL'INCROCIO FRA VIALE DAL CERO E
LA BRETELLA DI COLLEGAMENTO CON LO STADIO

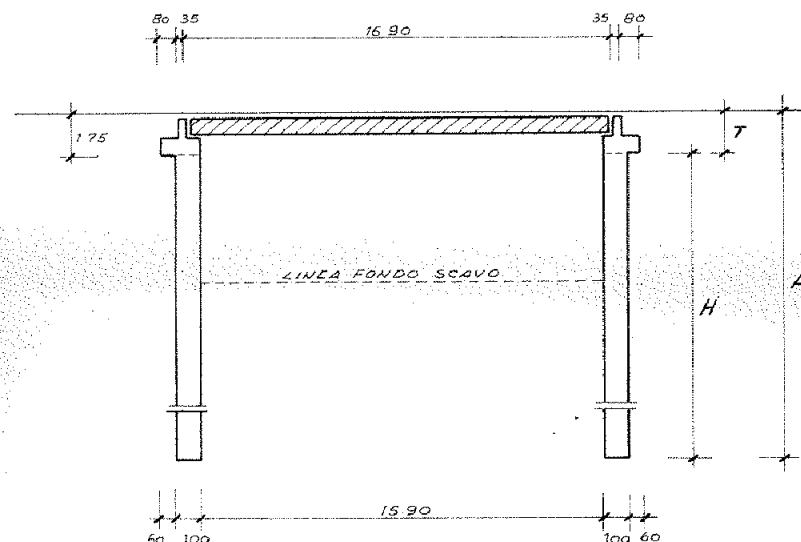
PERIZIA DI VARIANTE E SUPPLETIVA

DATA PERIZIA	IL DIRETTORE LAVORI	IL CAPO SEZIONE VI
30 Novembre 1989		

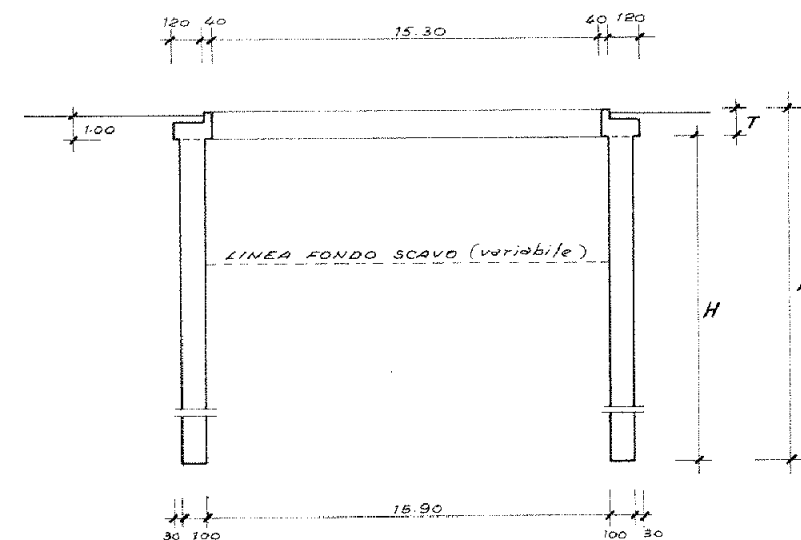
Revisioni	PROFILO LONGITUD. DIAFRAMMA LATO DESTRO
Disegnato <i>Archer</i>	
Scala 1:200 1:100	
Data 10 Novembre 1989	
Dis. 7_1676.1b.MI	

L'impresa	
FONDEDILE spa - NAPOLI	

SEZIONE IN CORRISPONDENZA IMPALCATO
RAPP. 1:200



SEZIONE IN CORRISPONDENZA RAMPA
RAPP. 1:200



SCALA ALTEZZE 1:100
LUNGHEZZE 1:200

N. SEZIONI
QUOTE PROGETTO
QUOTE TERRENO
DISTANZE PARZIALI
DISTANZE PROGRESSIVE
H = ALTEZZA DIAFRAMMA DALL'IMPOSTA TRAVE
QUOTA IMPOSTA TRAVE

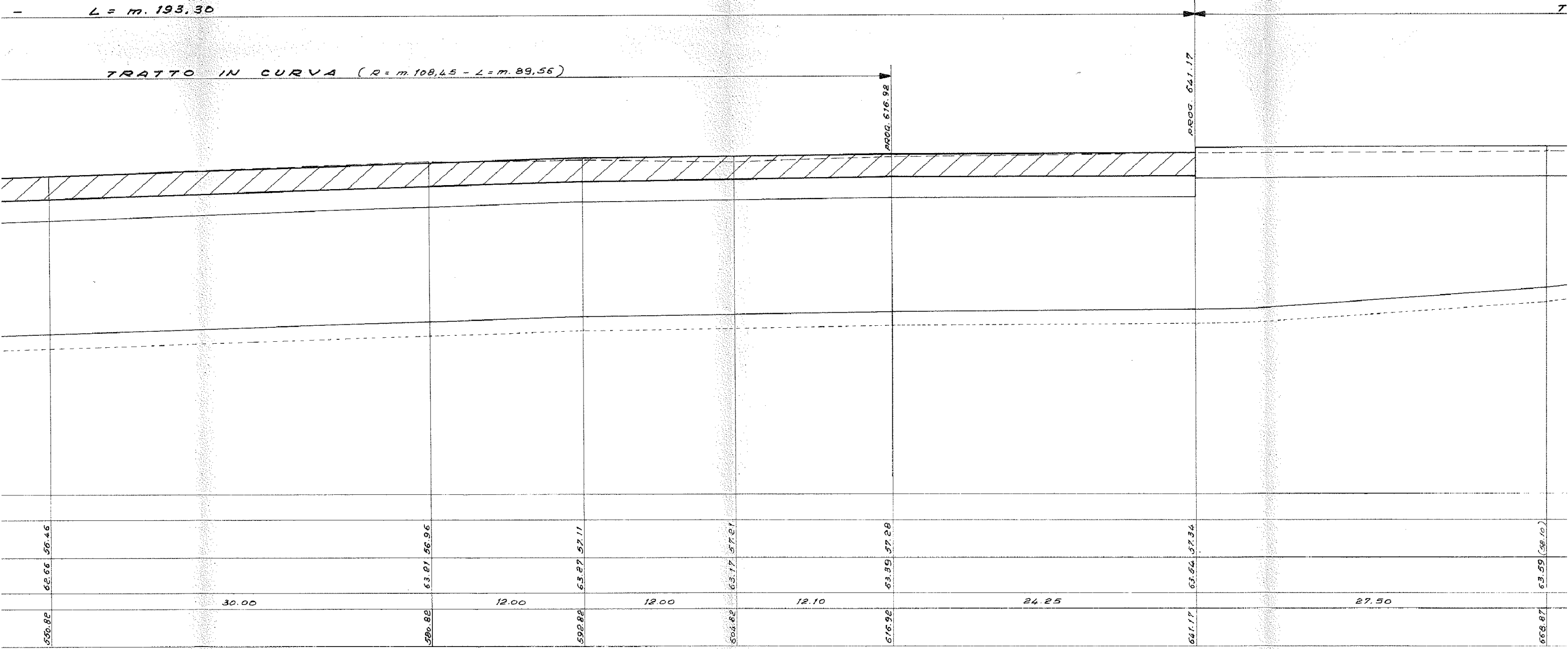
PANNELLI DIAFRAMMA																																									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32
PROG. 447.87 DIAFRAMMA H=14.00 - SCHEMA ⑧ L = m. 24,50 TRATTO IMPALCATO PROG. 447.87 INIZIO 2° LOTTO 50.00 PROG. 527.36																																									
50.84 54.63 24.50 447.87 DIAFRAMMA A PARTIRE TRAVE DI BORDO 59.08																																									
61.26 55.05 12.45 472.37 ALTEZZA DIAFRAMMA = m. 14,00 59.50																																									
61.47 55.27 18.00 484.82 59.72																																									
61.75 55.58 24.54 502.82 60.03																																									
62.27 56.01 23.46 527.36 60.46																																									
62.66 56.46 550.82 60.91																																									

1 32 33 34 35 36 37 38 39 40 41 42 43 44 45 46 47 48 49 50 51 52 53 54 55 56 57 58 59 60 61 62 63 64 65 66 67 68 69 70 71 72 73 74 75 76 77 78 79 80 81

DIAFRAMMA H = 13,00 - SCHEMA 9 - L = m. 13,00

- L = m. 193,30

TRATTO IN CURVA (R = m. 108,45 - L = m. 89,56)



ALTEZZA DIAFRAMMA = m. 13,00

60.91 61.41 61.66 61.73 61.79 62.36 62.54

80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100	101	102	103	104	105	106
----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----

