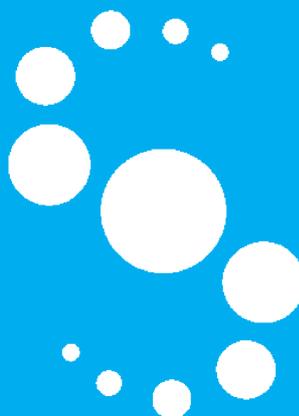


COMUNE DI SCANDICCI

SCANDICCI CENTRO Srl



Project Financing “Nuovo Centro Civico e
Stazione Tramvia Veloce Firenze S.M.N. - Scandicci”

PROGETTO ESECUTIVO

3 - Relazione Geotecnica

rev. A 10.12.2009

COMUNE DI SCANDICCI

Scandicci Centro Srl



Scandicci Centro

Progettazione Architettonica

Rogers Stirk Harbour + Partners Limited
Arch. Ernesto Bartolini

Progetto di Paesaggio

Erika Skabar - Architettura del Paesaggio
Arch. Erika Skabar

Computi metrici Architettonico

Studio Associato Zingoni
Arch. Silvia Zingoni
Arch. Carlo Zingoni
Geom. Massimo Zingoni

Progettazione strutturale

POLITECNICA Soc. Coop.
Ing. Andrea Dal Cerro

Progettazione impianti meccanici e prevenzione incendi

POLITECNICA Soc. Coop.
Ing. Marcello Gusso

Progettazione idraulica

POLITECNICA Soc. Coop.
Ing. Giovanni Romiti

Progettazione impianti elettrici

POLITECNICA Soc. Coop.
Ing. Enea Sermasi

Consulenza geologica

GEOTECNO Studio Associato
Dott. Marco Vanacore

Consulenza acustica

POLITECNICA Soc. Coop.
Ing. Sergio Luzzi

Sicurezza in fase di progettazione

Ing. Massimo Ceccotti

Consulenza storico archeologica

Arch. Miranda Ferrara

Project Financing “Nuovo Centro Civico e Stazione Tramvia Veloce Firenze S.M.N. – Scandicci”

PROGETTO ESECUTIVO

3 RELAZIONE GEOTECNICA

rev. A 10.12.2009

POLITECNICA Soc. Coop.
Ing. Andrea Dal Cerro

INDICE

1. GENERALITA'	2
1.1. PREMESSA	2
2. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	2
2.1. LEGENDA	2
2.2. STRATIGRAFIA	3
2.3. PARAMETRI GEOTECNICI	3
3. FONDAZIONI	4
3.1. CAPACITÀ PORTANTE DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI	4
3.2. VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITI ULTIMI (SLU)	5
3.3. CALCOLO DELLA COSTANTE DI WINKLER	6
3.4. VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITI D'ESERCIZIO (SLE)	7
3.4.1. <i>Valutazioni dei cedimenti</i>	7
3.4.2. <i>Valori ammissibili dei cedimenti</i>	9
3.4.3. <i>Cedimenti stimati</i>	9
4. PARATIA DI PALI IN C.A. E PALANCOLATI METALLICI	10
4.1. GENERALITA'	10
4.2. METODO DI CALCOLO	10
4.3. ANALISI DEI CARICHI	10
4.3.1. <i>Carichi di esercizio tranviari</i>	10
4.3.2. <i>Carichi carrabili</i>	12
4.3.3. <i>Carico sui marciapiedi</i>	12
4.4. PARATIA DI PALI $\phi 800\text{MM}/1100\text{MM}$	12
4.4.1. <i>Input</i>	12
4.4.2. <i>Diagrammi</i>	14
4.4.3. <i>Verifiche degli spostamenti</i>	15
4.4.4. <i>Verifica del palo</i>	16
4.5. PALANCOLE TIPO LARSENEN	16
4.5.1. <i>Caratteristiche delle palancole</i>	16
4.5.2. <i>Input</i>	16
4.5.3. <i>Diagrammi</i>	18
4.5.4. <i>Verifiche degli spostamenti</i>	19
4.5.5. <i>Verifica della palanca</i>	19
4.6. VERIFICHE DI STABILITÀ DEI FRONTI DI SCAVO	20

1. GENERALITA'

1.1. PREMESSA

La presente documentazione è relativa al progetto definitivo delle opere strutturali e di fondazione inerenti il project financing per la realizzazione del "Nuovo Centro Civico e Stazione Tramvia Veloce Firenze S.M.N. – Scandicci" nel comune di Scandicci in provincia di Firenze.

Per quanto riguarda la caratterizzazione geologica e le relative indagini si rimanda alla specifica relazione a firma del Dott. Marco Vanacore.

2. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

2.1. LEGENDA

γ_t	Peso di volume
γ'_t	Peso di volume immerso
c_u	Coesione non drenata
c'	Coesione drenata
ϕ'	Angolo di attrito in condizioni drenate
ϕ	Angolo di attrito in condizioni non drenate
δ	Angolo di attrito paratia-terreno
K_a	Coefficiente di spinta attiva
K_{0-nc}	Coefficiente di spinta a riposo per terreno normal consolidato
K_p	Coefficiente di spinta passiva
K_{0-oc}	Coefficiente di spinta a riposo misurato sperimentalmente
ν	Coefficiente di Poisson
M_0	Modulo edometrico
E_i	Modulo elastico di deformazione orizzontale in condizioni non drenate
E'_{ver}	Modulo elastico di def. orizzontale in compressione vergine in condizioni drenate
E'_{ric}	Modulo elastico di deformazione orizzontale in ricompressione in condizioni drenate
OCR	Grado di sovraconsolidazione

2.2. STRATIGRAFIA

PROFONDITA'	DESCRIZIONE LITOLOGICA
DEPOSITI FLUVIALI RECENTI (fino a m 13,2 dal p.c.)	
0 – 1,8/4,8	Coperture limoso argillose, passanti in basso a limi argilloso sabbiosi. Lo spessore è risultato piuttosto variabile.
1,8/4,8 – 7,5/8,0	Sabbie medie e grossolane con limo, frequentemente con intercalazioni centimetriche (max 10 cm) di limi argillosi, alla base con piccola ghiaia (max 1 cm).
7,5/8,0 – 13,2	Ghiaie e sabbie, generalmente in matrice limosa ed argilloso limosa, con clasti fino a 5 – 7 cm.
DEPOSITI FLUVIO LACUSTRI PASSANTI IN BASSO A LACUSTRI (fino ad almeno m 30 dal p.c.)	
13,2 – 30,0	Argille limose inglobanti concrezioni calcaree autigene (max 2 cm) color marrone, variegata in grigio azzurro. Da m 18,4 a m 19,9 limi sabbiosi passanti in basso a sabbie limose, color marrone; da m 25,6 a m 26,7 passaggio costituito da sabbia medio grossa limosa, a tratti argillosa, debolmente ghiaiosa (max 1 cm).

Il livello della falda misurato è approssimativamente pari a circa 9 m dal piano campagna. Tuttavia tale misura è, probabilmente, inficiata dalla presenza di numerosi pozzi che emungono notevoli quantità d'acqua.

2.3. PARAMETRI GEOTECNICI

Sono stati assunti i seguenti parametri geotecnici.

PARAMETRI GEOTECNICI PER L'ANALISI IN CONDIZIONE DRENATA

Litologia	γ_t	γ'_t	C'	ϕ'	E
	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[kN/m ²]	[°]	[Mpa]
copertura	20.0	10.0	5	25	7.0
ghiaie	20.0	10.0	0	35	25.0
depositi fluvio lacustri	22.0	12.0	15	23	10.0

PARAMETRI GEOTECNICI PER L'ANALISI IN CONDIZIONE NON DRENATA

Litologia	γ_t	c_u
	[kN/m ³]	[kN/m ²]
copertura	20.0	100
depositi fluvio lacustri	22.0	250

3. FONDAZIONI

3.1. CAPACITÀ PORTANTE DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI

La capacità portante del terreno di fondazione è calcolata con la seguente espressione di Brinch-Hansen, modificata da Vesic:

$$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q$$

essendo:

- D Profondità d'interramento

- B Larghezza della fondazione

$N_\gamma, N_c, N_q =$ fattori di capacità portante, dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio del terreno di fondazione ϕ' ;

$s_\gamma, s_c, s_q =$ fattori di forma della fondazione;

$i_\gamma, i_c, i_q =$ fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico;

$b_\gamma, b_c, b_q =$ fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base della fondazione;

$g_\gamma, g_c, g_q =$ fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna;

$d_c, d_q =$ fattori correttivi che tengono della profondità del piano di posa;

fattori di capacità portante

$$- N_q = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \cdot e^{\pi \tan \phi}$$

$$- N_\gamma = (N_q - 1) \cdot \cot(\phi)$$

$$- N_c = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi$$

fattori di forma

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B}{L} \quad (=1 \text{ per fondazioni nastriformi})$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \tan \phi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L}$$

fattori di profondità

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot k \text{ dove } k = \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} \leq 1; k = \tan^{-1} \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} > 1$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \cdot k$$

$$d_\gamma = 1$$

fattori di inclinazione del carico ($i_\gamma, i_q > 0$)

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot \phi} \right)^m$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot \phi} \right)^{m+1}$$

dove $m = m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$ per H parallelo a B

$m = m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}$ per H parallelo a L

A_f è l'area efficace della fondazione (B'X L')

$B' = B - 2 e_y$; $L' = L - 2 e_x$

V è il carico verticale totale sulla fondazione

c_a è l'aderenza alla base, pari alla coesione

fattori di inclinazione del terreno

$$g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147}$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - \tan \beta)^\circ$$

dove $\beta (\leq \phi)$ è l'inclinazione del pendio, positiva se diretta verso il basso

fattori di inclinazione del piano di fondazione

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147}$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \eta \tan \phi)^\circ$$

dove η è l'inclinazione del piano di fondazione sull'orizzontale, positiva verso l'alto ($\eta + \beta \leq 90^\circ$).

3.2. VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITI ULTIMI (SLU)

Deve essere rispettata la condizione:

$E_d \leq R_d$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni e R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Per la verifica della capacità portante la resistenza R_d coincide con la capacità portante ultima q_u , valutata, con il metodo di Brinch Hansen illustrato al paragrafo precedente.

Il valore di progetto dell'azione E_d viene valutato mediante il modello agli elementi finiti.

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

In particolare si combinano nel seguente modo i coefficienti:

combinazione 1: A1+M1

combinazione 2: A2+M2

Nel caso in esame si ha:

combinazione 1:

$\gamma_t = 20.00 \text{ KN/m}^2$; $c' = 0.005 \text{ N/mm}^2$; $\phi' = 25^\circ$; $D = 3900 \text{ mm}$; $B = 19900 \text{ mm}$; $L = 138050 \text{ mm}$ $\gamma_{m1} = 1.0 \rightarrow$

$\rightarrow q_u = R_d = 2.920 \text{ N/mm}^2$.

combinazione 1:

$\gamma_t = 20.00 \text{ KN/m}^2$; $c = 0.10 \text{ N/mm}^2$; $D = 3900 \text{ mm}$; $B = 19900 \text{ mm}$; $L = 138050 \text{ mm}$ $\gamma_{m1} = 1.0 \rightarrow$

$\rightarrow q_u = R_d = 0.642 \text{ N/mm}^2$.

combinazione 2:

$\gamma_t = 20.00 \text{ KN/m}^2$; $c' = 0.005 \text{ N/mm}^2$; $\phi' = 25^\circ$; $D = 3900 \text{ mm}$; $B = 19900 \text{ mm}$; $L = 138050 \text{ mm}$ $\gamma_{m1} = 1.25 \rightarrow$

$\rightarrow q_u = R_d = 1.434 \text{ N/mm}^2$.

combinazione 2:

$\gamma_t=20.00 \text{ KN/m}^2$; $c=0.10 \text{ N/mm}^2$; $D=3900 \text{ mm}$; $B=19900 \text{ mm}$; $L=138050 \text{ mm}$ $\gamma_{m1}= 1.4 \rightarrow$
 $\rightarrow q_u= R_d= 0.473 \text{ N/mm}^2$.

Tali valori risultano di gran lunga superiori a quelli sollecitanti riportati nei fascicoli di calcolo delle singole opere strutturali.

3.3. CALCOLO DELLA COSTANTE DI WINKLER

La soletta inferiore del sottopasso e le fondazioni delle pensiline sono modellate come piastra su suolo elastico alla Winkler. Per la valutazione della costante di sottofondo k_s di Winkler si utilizza la seguente correlazione:

$$k_s = 40(FS)q_a \text{ in KN/m}^3.$$

Assumendo $(FS)q_a = 642 \text{ kPa}$ si ha $k_s \cong 2.4 \text{ kg/cm}^3$.

Si desidera osservare che la pressione sul terreno ed i momenti flettenti di calcolo sulla soletta di fondazione sono poco influenzati dal valore adottato nel modello per la costante elastica k_w (almeno per un ampio intervallo di k_w da 8000 a 50000 KN/m^3); ciò, come è noto, dipende dal fatto che la rigidezza degli elementi strutturali è in genere pari come minimo a 10 volte la rigidezza del terreno misurata da k_w .

3.4. VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITI D'ESERCIZIO (SLE)

'Le opere ed i sistemi geotecnici devono essere verificati nei confronti degli stati limite d'esercizio. A tale scopo, il progetto deve esplicitare le prescrizioni relative agli spostamenti compatibili e le prestazioni attese per l'opera stessa.'

In conformità alla precedente prescrizione normativa sono stati valutati i cedimenti in diversi punti delle platee di fondazione. A tal fine, l'impronta delle platee di fondazione è stata suddivisa in differenti aree di carico rettangolari con differente intensità in funzione del carico trasmesso dalla struttura in elevazione. Nella seguente figura è illustrata la pianta con l'indicazione delle aree di carico. Il cedimento è stato valutato al centro della fondazione delle residenze (punto 1), al centro della platea (punto 2) ed al centro delle fondazioni dell'edificio direzionale (punto 3).

Il calcolo dei cedimenti è stato sviluppato solo per l'edificio residenziale e per l'edificio direzionale poiché, negli altri casi, la tensione media agente sul terreno risulta inferiore al peso del terreno scavato per la realizzazione del piano interrato ovvero la realizzazione delle opere non comporta incrementi di pressione sul piano di posa delle fondazioni rispetto allo stato preesistente.

3.4.1. Valutazioni dei cedimenti

Il cedimento dei rilevati poggianti su terreni incoerenti può essere determinato ricorrendo alla teoria dell'elasticità ed alla seguente espressione:

$$s_t = \sum_{i=1}^n \frac{(\Delta\sigma_z - \nu'(\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y)) \cdot h_i}{E'_i}$$

essendo:

s_t =	cedimento immediato e di consolidazione primaria	(L)
$\Delta\sigma_z, \Delta\sigma_x, \Delta\sigma_y$ =	tensioni indotte dal carico	(FL ⁻²)
h_i =	altezza dello strato i-esimo	(L)
n =	numero di strati in cui è suddivisa la zona compressibile (H_c)	(-)
E'_i =	modulo di Young drenato dello strato i-esimo	(FL ⁻²)
ν' =	rapporto di Poisson = 0.3	(-)

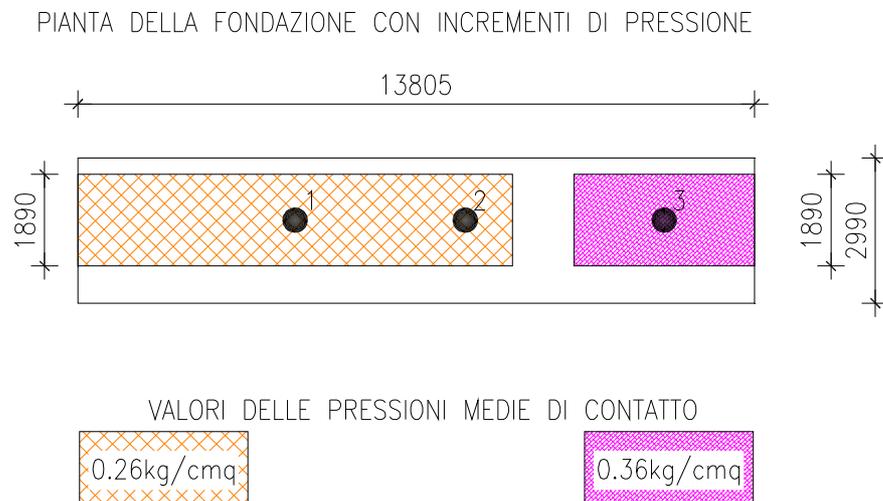
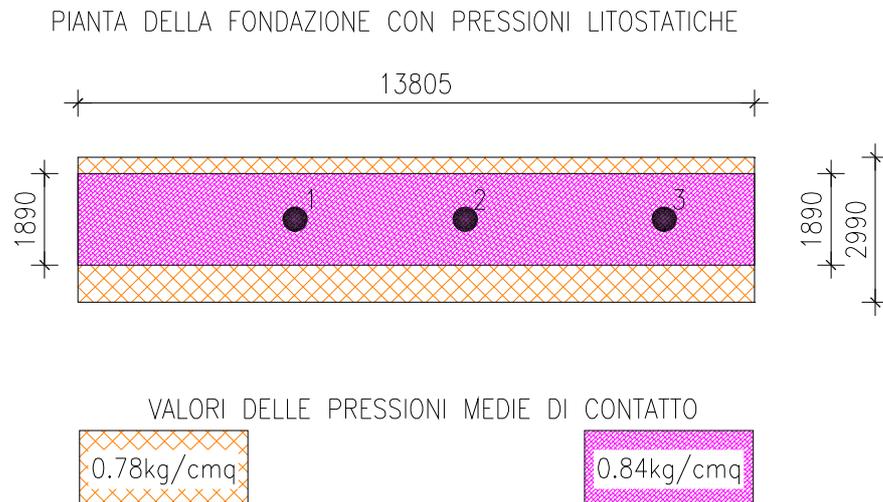
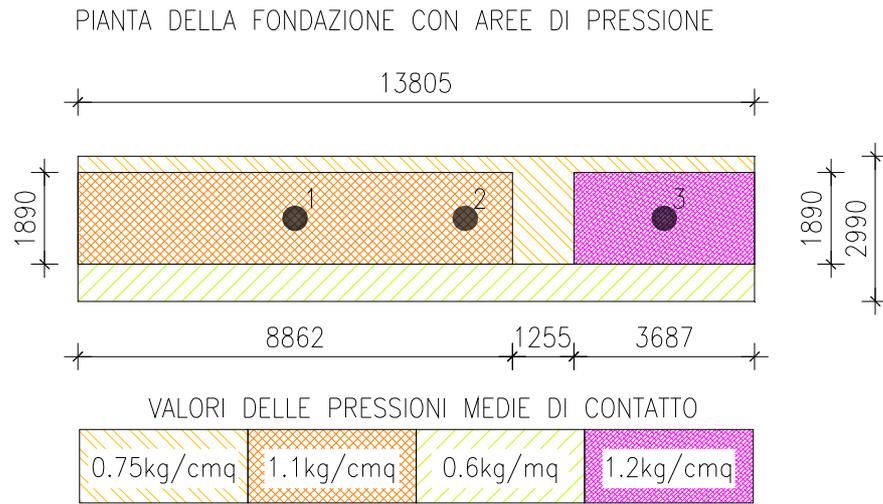


Figura 1- schema per la valutazione dei cedimenti

Lo spessore della zona compressibile (H_c) viene stabilito considerando il fatto che a profondità tali per cui l'incremento delle tensioni verticali ($\Delta\sigma_z$) o di quelle medie $(\frac{\Delta\sigma_z + \Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y}{3})$ risulti inferiore rispettivamente a $(0.1-0.15)\sigma_{v0}'$ o a $(0.05-0.15) \cdot (\frac{\sigma_{v0}' + 2 \cdot \sigma_{h0}'}{3})$ il contributo al cedimento può essere considerato trascurabile.

La definizione del modulo di Young drenato (E') è condotta essenzialmente sulla base dell'interpretazione di indagini in sito (prove penetrometriche statiche, prove SPT).

3.4.2. Valori ammissibili dei cedimenti

I valori ammissibili della rotazione relativa β , del cedimento e del rapporto d'inflessione Δ/l delle strutture sono presi in conformità alla tabella 10.3 riportata da C. Viggiani in "Fondazioni" edito da Hevelius Edizioni. In particolare, nel caso in esame si assume $\beta \leq 1/500$.

Il cedimento assoluto massimo, che considera anche la presenza di cedimenti differenziali non valutabili, è ricavato in funzione del valore limite di β in base al grafico "b" della tabella 10.17 tratta dallo stesso.

3.4.3. Cedimenti stimati

Il calcolo dei cedimenti con il terreno naturale risultano i seguenti.

punto	w
	cm
1	1.66
2	1.67
3	3.01

Tali valori sono da considerare ampiamente accettabili.

4. PARATIA DI PALI IN C.A. E PALANCOLATI METALLICI

4.1. GENERALITA'

Per la realizzazione degli scavi del piano interrato, si prevede l'uso di una paratia di pali in c.a. $\phi 800\text{mm}$ posti ad interasse di 1100mm nelle zone prossime alla linea tranviaria mentre altrove saranno impiegate palancole metalliche, più deformabili, dove non sia possibile eseguire lo scavo a cielo aperto, per la presenza di vincoli (strade o manufatti).

In fase definitiva le palancole sono sostituite con muri di sostegno in c.a. fondati sulla platea di fondazione, mentre la paratia di pali è un'opera definitiva.

Poiché fra i pali rimane una distanza, l'opera progettata non costituisce in fase definitiva una barriera alla circolazione sotterranea delle acque. I pali sono eseguiti a rotazione senza l'uso di fanghi bentonitici o polimeri.

Le palancole sono vibro infisse con macchinari che impiegano vibrazioni ad alta frequenza. Per minimizzare gli attriti e di conseguenza disturbi agli edifici adiacenti, prima dell'infissione delle palancole si prevede la realizzazione di perforazioni a vuoto in corrispondenza dei giunti delle palancole.

Si riporta di seguito il dimensionamento della paratia di pali e del palancolato metallico.

4.2. METODO DI CALCOLO

Il calcolo delle berlinesi è stato effettuato con un programma non lineare agli elementi finiti per l'analisi di strutture di sostegno flessibili: PARATIE FOR WINDOWS prodotto dalla CEAS.

PARATIE analizza il comportamento terreno-struttura durante le varie fasi realizzative dell'opera e in eventuali fasi finali con una schematizzazione piana. La costruzione del modello matematico, partendo dalla reale geometria, è fatta con il metodo degli elementi finiti: la logica del programma prevede l'utilizzo d'elementi monodimensionali tra i più semplici (elementi TRAVE, MOLLA, BIELLA ecc.) e affronta il problema attraverso un'analisi ELASTOPLASTICA STATICA INCREMENTALE.

Ai fini della deformabilità i pali o le palancole sono stati trasformati in una paratia di spessore equivalente.

Trattandosi di opere provvisorie non è stata eseguita una verifica sismica.

I parametri del terreno sono stati assunti in conformità a quanto riportato nello specifico paragrafo e la deformabilità è stata valutata tramite il modulo di Young (posto uguale in condizioni vergini e di ricarico). Si specifica che, poiché lo stato di ricoprimento ha caratteristiche notevolmente più scadenti di quello di ghiaie sottostanti, cautelativamente si considera il suo spessore massimo riscontrato. Inoltre, poiché lo scavo è una situazione transitoria ed i sovraccarichi agiscono con una durata piccola rispetto al tempo necessario per l'instaurarsi di situazioni drenate, per i terreni coesivi si considerano i parametri a breve termine.

4.3. ANALISI DEI CARICHI

4.3.1. Carichi di esercizio tranviari

Ai fini dei carichi del veicolo tranviario si è fatto riferimento ai documenti del progetto esecutivo della linea tramviaria.

Con riferimento al figurino del tram di Figura , il veicolo è caratterizzato da:

- Numero degli snodi 4
- Numero delle casse 5
- Numero dei carrelli 3
- Interasse dei carrelli 4.850 mm
11.100 mm

	11.100 mm
	4.850 mm
• Lunghezza complessiva del veicolo	31.900 mm
• Interasse delle ruote del singolo carrello	1.700 mm
• Altezza dal pf del baricentro del veicolo	1.550 mm
• Diametro della ruota	656 mm
• Velocità massima del veicolo	80 km/h
• Carico per asse a vuoto:	
- Carrello motore anteriore	69,1 kN
- Carrello trascinato centrale	56,8 kN; media 65,0 kN
- Carrello motore posteriore	69,2 kN
- Carico totale	390,2 kN
• Carico per asse a pieno carico (passeggeri seduti + 6/m ² passeggeri in piedi):	
- - Carrello motore anteriore	93,2 kN
- - Carrello trascinato centrale	101,6 kN; media 96,1 kN
- - Carrello motore posteriore	93,6 kN
- - Carico totale	576,8 kN
• Coefficiente di incremento dinamico massimo	30 %
• Massa non sospesa per asse (per sala) compresa ruota (150 kg):	
- - Carrello motore anteriore	1.490 kg
- - Carrello trascinato centrale	1.300 kg; media 1.425 kg
- - Carrello motore posteriore	1.490 kg
• Forze trasversali per ruota	19,6 kN
• Forze longitudinali per ruota	11,8 kN

L'effetto sull'armamento di questi carichi tranviari è valutato positivamente nella relazione per il PE dell'armamento.

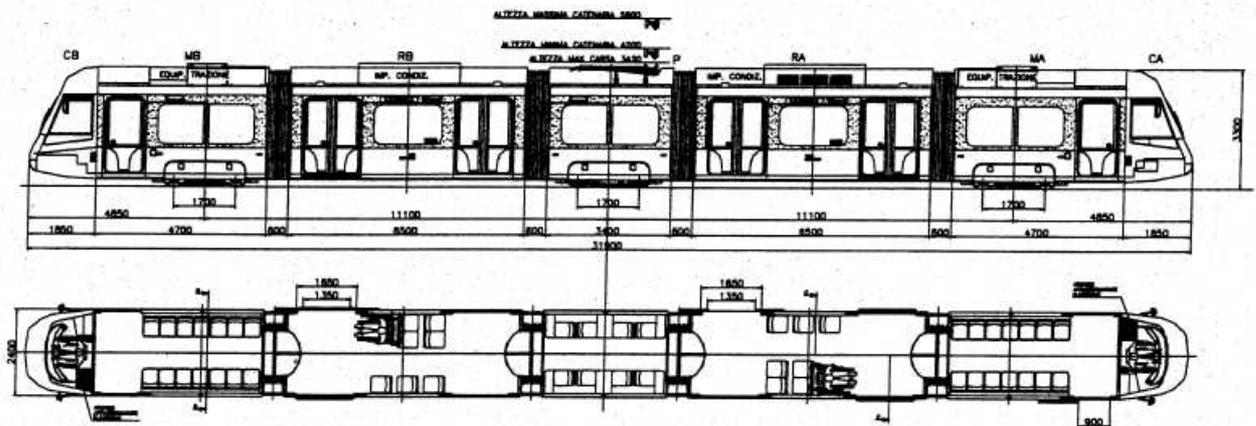
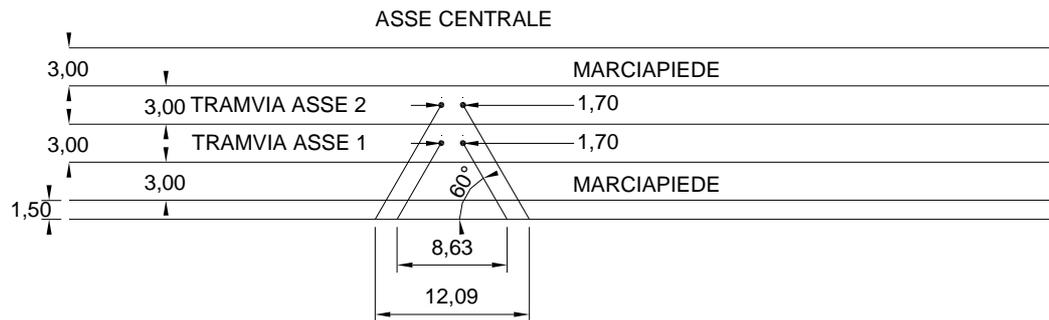


Figura 2- schema del tram Sirio



$$\bullet \text{ CARICO} = (101.6 + 6.5) \times 1.3 = 104.53 \text{ kN}$$

Figura 3- pianta con la diffusione del carico tramviario (asse centrale)

Il precedente carico si trasforma in carico uniformemente distribuito su una striscia, distribuendo il carico a 30°. Si ha:

$$\text{carico asse 1} = 2 \times (101.6 + 13.0/2) \times 1.3 / (3.0 \times 8.63) = 10.85 \text{ kN/m}^2.$$

$$\text{carico asse 2} = 2 \times (101.6 + 13.0/2) \times 1.3 / (3.0 \times 12.09) = 7.75 \text{ kN/m}^2.$$

4.3.2. Carichi carrabili

Si considera un sovraccarico uniformemente distribuito di 20.0 kN/m², sulla sede stradale.

4.3.3. Carico sui marciapiedi

Si considera un sovraccarico uniformemente distribuito di 5.0 kN/m².

4.4. PARATIA DI PALI ϕ 800mm/1100mm

4.4.1. Input

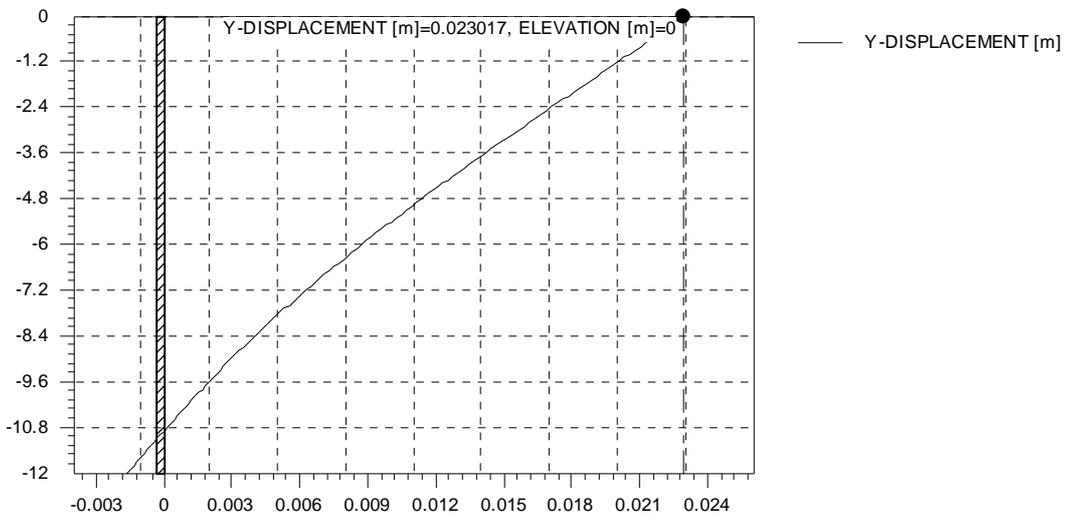
```
* Paratie for Windows version 7.0
* Filename= <c:\lavori\4122_sca\paratie\pali_hist00.d> Date= 24/Nov/08 11:14:23
* project without "run time" parameters
* Force=kN Lenght=m
*
units m kN
title History 0 - Centro Civico Scandicci
wall LeftWall 0 -12 0
*
soil UHLeft LeftWall -12 0 1 0
soil DHLeft LeftWall -12 0 2 180
*
init LeftWall found boussineq 4.5 3 -0.8 10.85 45
init LeftWall found boussineq 7.5 3 -0.8 7.75 45
init LeftWall found boussineq 1.5 3 0 5 45
init LeftWall found boussineq 10.5 3 0 5 45
*
material Cls_300 3E+007
*
beam paratia LeftWall -12 0 Cls_300 0.603077 00 00
```

```

*
* Soil Profile
*
  ldata      stratol 0
    weight   20 10 10
    atrest   0.577382 0.5 1
    clay     1 25 0.359 3.319 25 0 0 100 0 0
    permeabil 0.01
    young    8000 8000
  endlayer
  ldata      strato2 -7.8
    weight   20 10 10
    atrest   0.398185 0.5 1
    resistance 0 37 0.215 7.158
    permeabil 0.01
    young    30000 30000
  endlayer
  ldata      strato3 -12
    weight   22 12 10
    atrest   0.609269 0.5 1
    clay     0 23 0.389 2.948 23 0 0 250 0 0
    permeabil 0.01
    young    10000 10000
  endlayer
*
step 1 : condizione geostatica
  setwall LeftWall
    geom 0 0
    water -8.5 0
endstep
*
step 2 : scavo fino a fondo scavo -3.9
  setwall LeftWall
    geom 0 -3.9
endstep
*

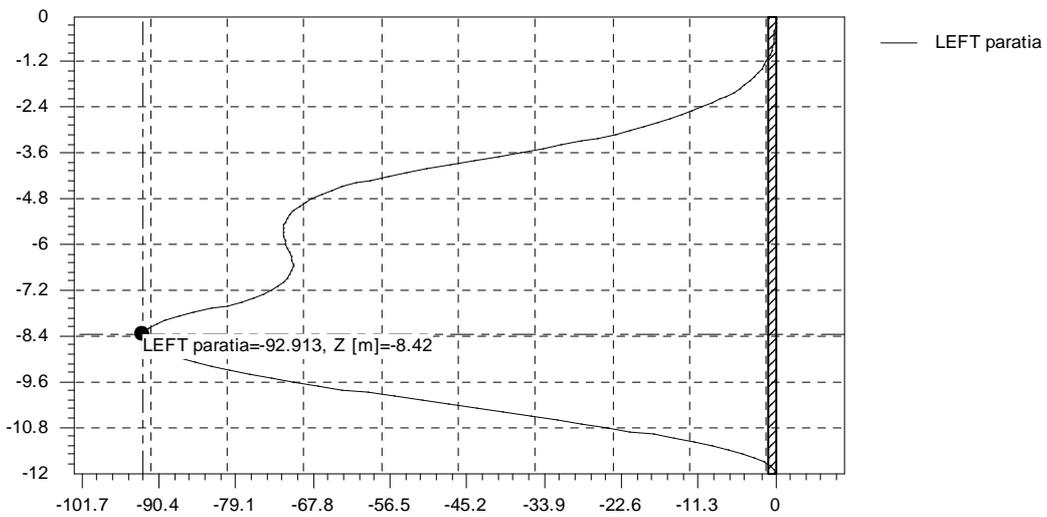
```

4.4.2. Diagrammi



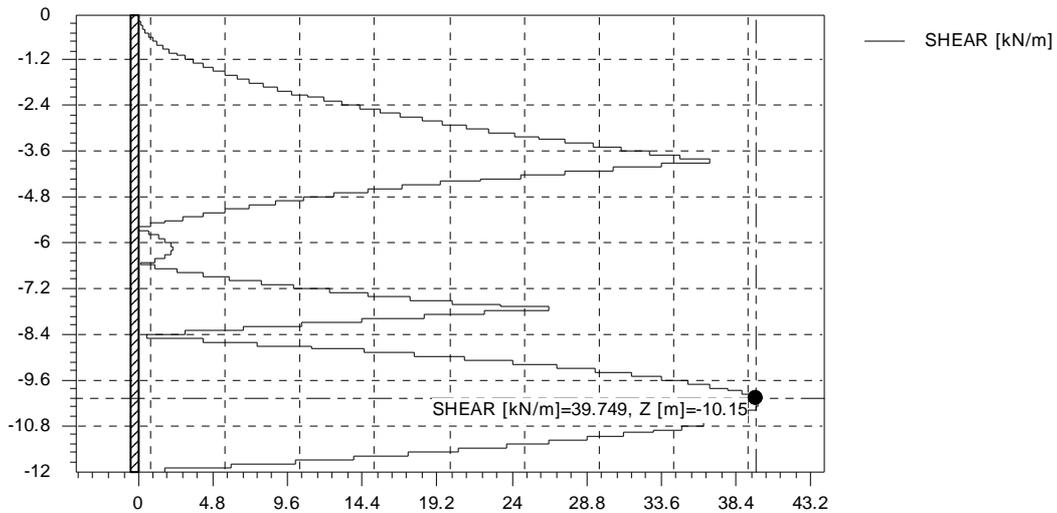
PARATIE 7.0 - Ce.A.S. s.r.l.

Figura 4- diagramma degli spostamenti



PARATIE 7.0 - Ce.A.S. s.r.l.

Figura 5- diagramma dei momenti



PARATIE 7.0 - Ce.A.S. s.r.l.

Figura 6- diagramma dei tagli

4.4.3. Verifiche degli spostamenti

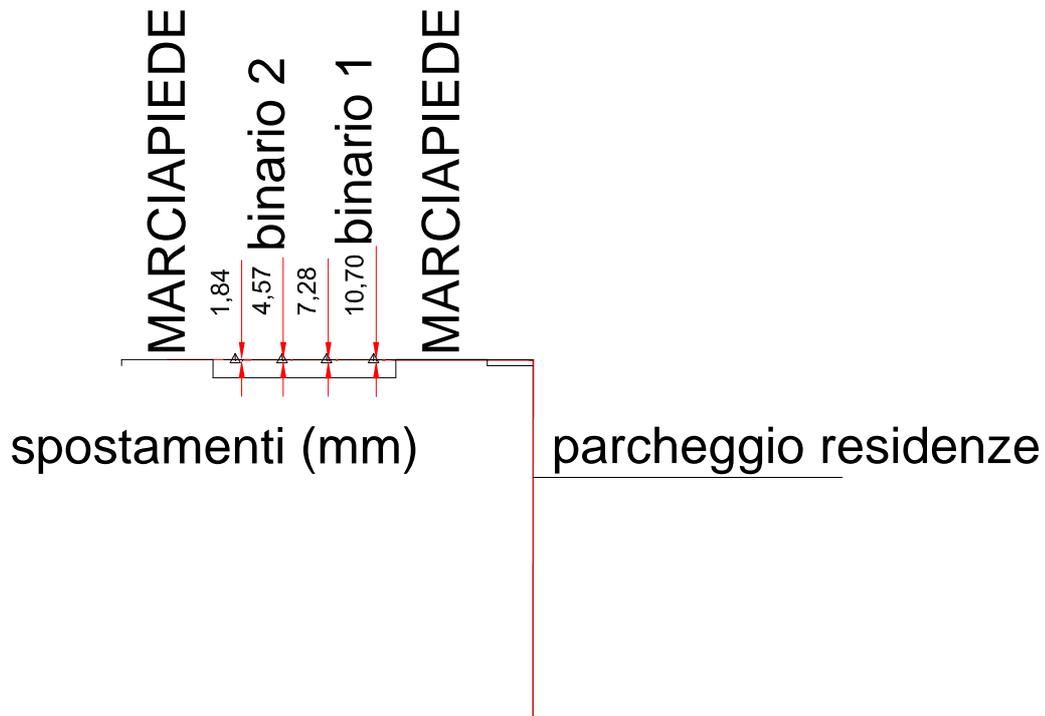


Figura 7- schema degli spostamenti verticali

Lo spostamento in verticale a tergo della paratia si ottiene in prima approssimazione ruotando il diagramma degli spostamenti orizzontali della paratia facendo centro sulla testa della paratia stessa. Si trascura cautelativamente in tale modo la presenza di una struttura rigida che forma l'armamento tramviario e che uniforma gli spostamenti stessi. Si ottengono i valori mostrati in figura. Per la verifica dell'accettabilità di tali spostamenti si fa ricorso a quanto riportato della documentazione RFI "STANDARD DI QUALITA' GEOMETRICA DEL BINARIO CON VELOCITA' DI PROGETTO FINO A 300 Km/h". In particolare viene

fatto riferimento al primo livello riportato nella Parte III per velocità fino a 80 km/h (velocità massima della tramvia, in corrispondenza della fermata la velocità è sicuramente notevolmente inferiore). I limiti ivi imposti sono:

livello longitudinale 12.0 mm; livello trasversale 10 mm.

Dalla figura sopra riportata si ha: binario 1 XL = 3.4; binario 2 XL = 2.7: da cui si conclude che tali valori sono accettabili.

4.4.4. Verifica del palo

Il palo viene armato con un'armatura corrente di 9 ϕ 18 ed un'armatura integrativa di 9 ϕ 18 L=6.0 m nelle zone con momento sollecitante massimo.

Per ottenere il momento ultimo si moltiplica per 1.5 quello ottenuto dall'analisi.

Si considera il massimo ed il minimo sforzo normale presente.

Il momento sollecitante massimo per ogni palo è $M_{sd} = 93 \times 1.5 \times 1.1 = 153.45$ kNm/palo.

Armatura 9 ϕ 18:

per $N_U = -78.12$ kN si ha $M_U = 249.65$ kNm/palo; per $N_U = -129.89$ kN si ha $M_U = 234.93$ kNm/palo;

Armatura 18 ϕ 18:

per $N_U = -78.12$ kN si ha $M_U = 487.57$ kN m/palo; per $N_U = -129.89$ kN si ha $M_U = 473.94$ kN m/palo;

Non occorre specifica armatura a taglio. Si inseriscono staffe $\phi 10/20$.

4.5. PALANCOLE TIPO LARSEN

4.5.1. Caratteristiche delle palancole

LARSEN	Momento di resistenza W_y cm ³ /m parete	cm ³ /m palanca singola	Peso Kg/m ² parete	kg/mpalanca singola	Larghezza b mm	Profondità h mm	
L 607	3200	610	191	114,4	600	435	
LARSEN	Spessore frontale t mm	Spessore ali laterali s mm	Perimetro sviluppo cm/m parete	Superficie acciaio cm ² /m parete	Momento di inerzia di 2° grado Jy cm ⁴ /m parete	MAX MOMENTO AMM (t/m)	SPESSORE EQUIVALENTE m
L 607	21,5	9,8	293	243	69600	51.20	0.203

4.5.2. Input

```
* Paratie for Windows version 7.0
* Filename= <c:\lavori\4122_sca\paratie\palancole_hist00.d>      Date= 24/Nov/08
14:25:54
* project without "run time" parameters
* Force=kN Lenght=m
*
units m kN
title History 0 - Centro Civico Scandicci
      wall LeftWall 0 -12 0
*
soil UHLeft LeftWall -12 0 1 0
soil DHLeft LeftWall -12 0 2 180
*
```

```

init LeftWall found boussineq 3 10 0 20 45
init LeftWall found boussineq 13 10 0 5 45
*
material acciaio 2.1E+008
*
beam paratia LeftWall -12 0 acciaio 0.2 00 00
*
* Soil Profile
*
  ldata          stratol 0
    weight       20 10 10
    atrest       0.577382 0.5 1
    clay         1 25 0.359 3.319 25 0 0 100 0 0
    permeabil    0.01
    young        8000 8000
  endlayer
  ldata          strato2 -7.8
    weight       20 10 10
    atrest       0.398185 0.5 1
    resistance   0 37 0.215 7.158
    permeabil    0.01
    young        30000 30000
  endlayer
  ldata          strato3 -13
    weight       22 12 10
    atrest       0.609269 0.5 1
    clay         0 23 0.389 2.948 23 0 0 250 0 0
    permeabil    0.01
    young        10000 10000
  endlayer
*
step 1 : condizione geostatica
  setwall LeftWall
    geom 0 0
    water -8.5 0
endstep
*
step 2 : scavo fino a fondo scavo -4.20
  setwall LeftWall
    geom 0 -4.2
endstep
*
*
```

4.5.3. Diagrammi

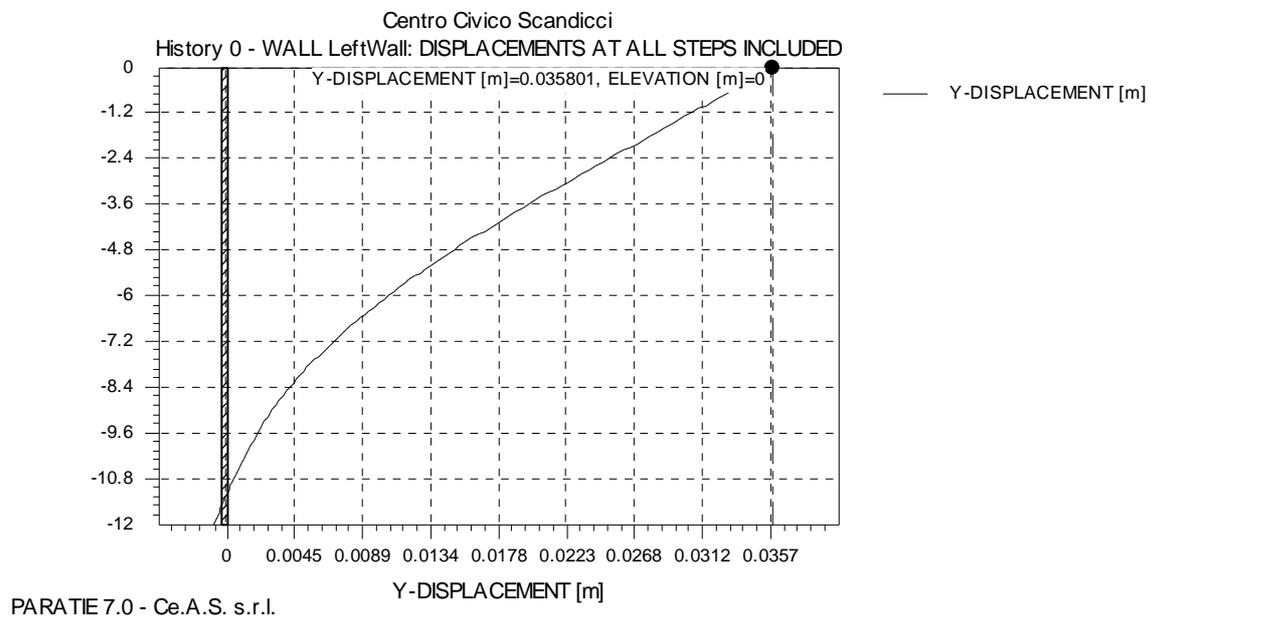


Figura 8- diagramma degli spostamenti

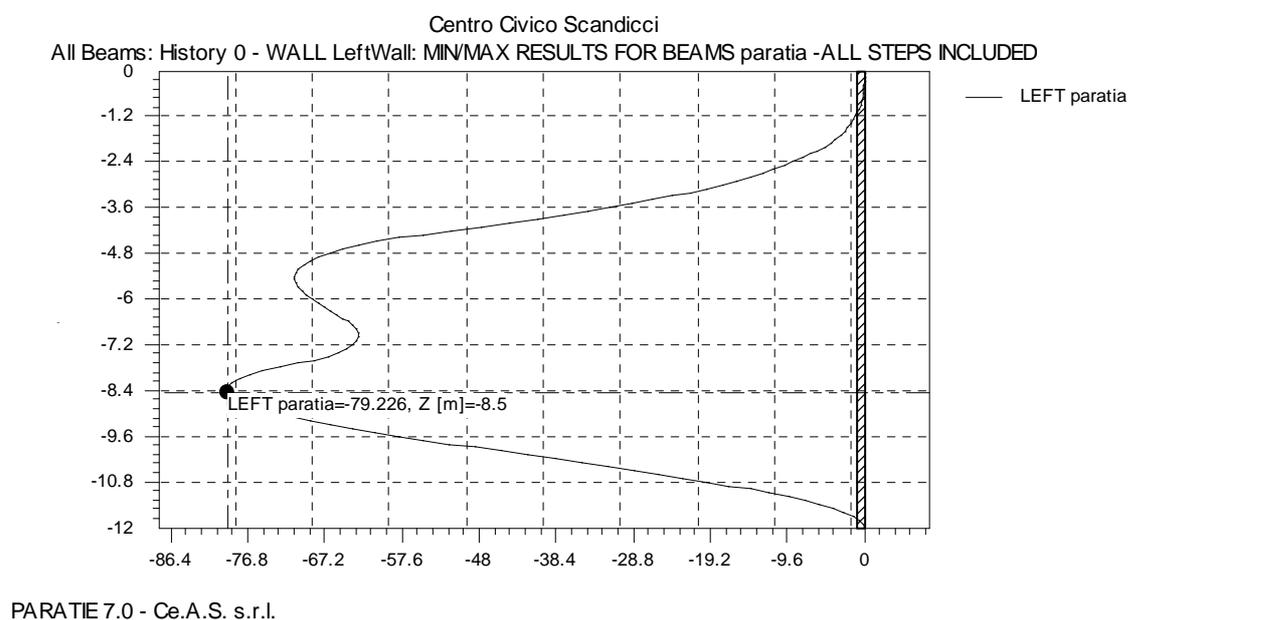


Figura 9- diagramma dei momenti

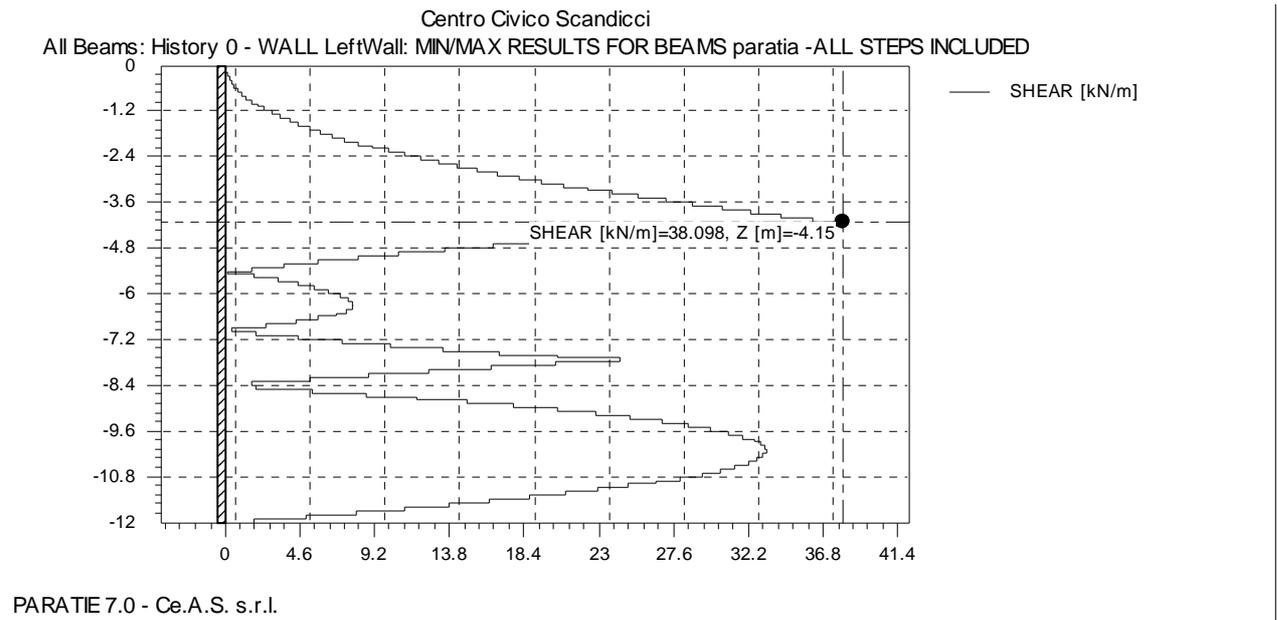


Figura 10- diagramma dei tagli

4.5.4. Verifiche degli spostamenti

Si ritengono accettabili gli spostamenti valutati in quanto non vi sono a tergo delle palancole manufatti particolarmente sensibili.

4.5.5. Verifica della palanca

Dalle caratteristiche della palanca sopra riportate si può notare la palanca scelta risulta ampiamente idonea.

4.6. VERIFICHE DI STABILITA' DEI FRONTI DI SCAVO

Le verifiche di stabilità dei fronti di scavo si sviluppano secondo i principi e con i metodi di verifica classici dei pendii naturali. In genere si ricorre all'impiego di metodi all'equilibrio limite attraverso i quali si ricerca la superficie di scorrimento critica alla quale corrisponde il minimo del rapporto, che si assume come coefficiente di sicurezza, tra la resistenza a rottura del materiale o dei materiali e la resistenza mobilitata lungo la superficie di scorrimento.

Nella fattispecie il calcolo della stabilità del pendio è stato eseguito con il programma "Winstable" realizzato presso l'Università del Wisconsin – Madison. Tale programma è l'interfaccia grafica del programma risolutore STABL, scritto in Fortran elaborando il metodo di Bishop per la stabilità dei pendii.

La procedura che consente la ricerca della superficie critica si è dimostrata, in base a numerose applicazioni sia professionali che di ricerca particolarmente efficiente e flessibile. Infatti, oltre a consentire la schematizzazione di qualsiasi superficie topografica, permette di assegnare condizioni stratigrafiche particolarmente complesse, consente di simulare la presenza di orizzonti freatici comunque disposti ovvero di carichi esterni di qualsiasi intensità e comunque inclinati.

La particolarità di questo codice di calcolo automatico risiede soprattutto nella tecnica con cui vengono generate le superfici di prova tra le quali viene ricercata la superficie critica. La possibilità di schematizzare situazioni stratigrafiche, geometriche ed idrauliche molto complesse conferisce al programma di calcolo una grande flessibilità di applicazione.

Tra i vari metodi con cui può essere condotto il calcolo del coefficiente di sicurezza, si utilizza il metodo di Bishop dal momento che è lecito ritenere che la superficie critica abbia forma sufficientemente prossima a quella circolare.

In conformità al DM08 si esegue la verifica adottando la combinazione 2 dell'approccio 1.

Si adotta, pertanto:

$\gamma_{G1}=1$; $\gamma_{G2}=1$; $\gamma_{Q1}=1$, $\gamma_t = 20.00 \text{ KN/m}^2$; $c'=5.00/1.25=4.0 \text{ KN/m}^2$; $\phi' = \arctan[(\tan 25^\circ)/1.25]=20^\circ$; $\gamma_{r2}=1.1$., falda assente, sovraccarico accidentale distante 1 m dal bordo superiore della scarpata 20.0 kN/m^2 .

Si esegue la verifica di stabilità ipotizzando uno scavo massimo di 4.25 che risulta soddisfatta adottando una pendenza del fronte di 1/2.

Dati

PROFIL

3 3

0.00 5.00 10.00 5.00 1

10.00 5.00 18.50 9.25 1

18.50 9.25 32.50 9.25 1

SOIL

1

20.00 20.00 4.00 20.00 0.00 0.00 1

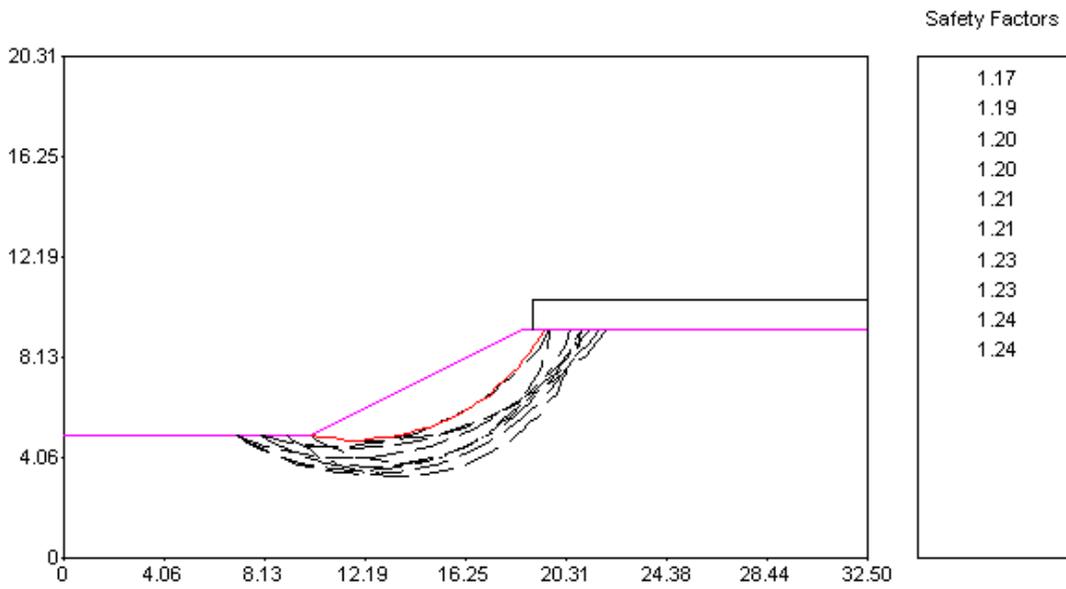
LOADS

1

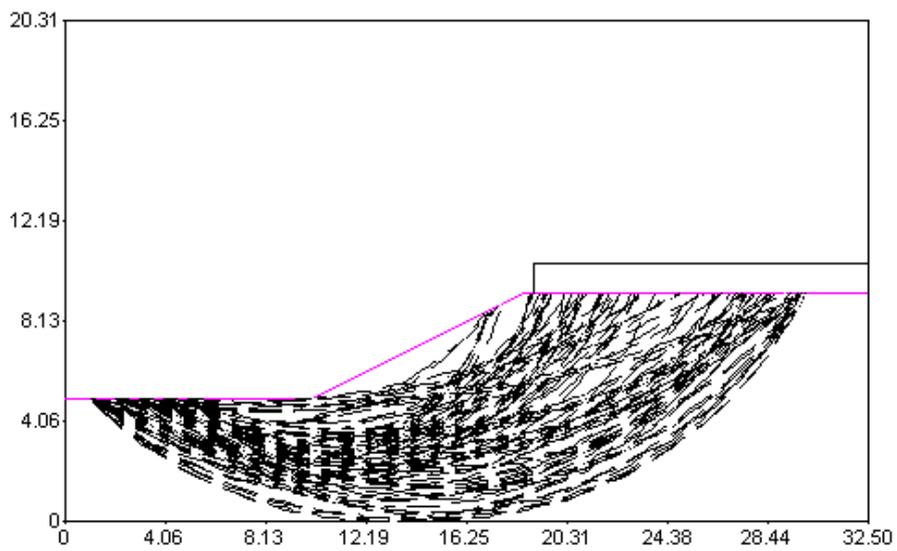
19.00 32.50 20.00 0.00

CIRCLE

10 20 1.00 10.00 16.40 30.00 0.00 0.40 0.00 0.00



curve di scivolamento con coefficiente di sicurezza minimo



curve di scivolamento analizzate

