



COMUNE DI PISA
DIREZIONE 15 – Lavori Pubblici
NUOVE INFRASTRUTTURE

PROGETTO DI RIPRISTINO E CONSOLIDAMENTO
STATICO DELLE SPONDE DEL CANALE DEI NAVICELLI
LOTTO N° 4

PROGETTO ESECUTIVO

Responsabile Unico del Procedimento

Arch. Paola Senatore – COMUNE DI PISA

Progettisti:

Ing. Benedetto Maggio – COMUNE DI PISA

Geom. Pierluigi Costa – COMUNE DI PISA

D⁹

RELAZIONE GEOTECNICA E DI CALCOLO

Scala:

Data: **NOV. 2007**

REVISIONI

1	GENN.09	MODIFICA
2	SETT.14	AGGIORNAMENTO PREZZI
3	SETT.14	MODIFICA

REDATTO DA:

VERIFICATO DA:

RIPRISTINO E CONSOLIDAMENTO STATICO DELLE SPONDE DEL CANALE
DEI NAVICELLI - LOTTO 4

RELAZIONE GEOTECNICA E DI CALCOLO DELLA PARATIA

1. CARATTERISTICHE DEI TERRENI

Sulla scorta delle indagini geologiche, effettuate nel 1999, e della Relazione di sintesi delle stesse, si rileva che il contesto geologico in cui trova collocazione l'intervento è caratterizzata da un alternarsi di dune sabbiose parzialmente sommerse da depositi più fini tipici della palude (torbe) o della pianura alluvionale (limi e argille).

Ovviamente le caratteristiche dei terreni cambiano a seconda della zona di infissione, per cui vi sono tratti in cui prevale la coltre fine coesiva e parti in cui prevale la sabbia. Orientativamente, con le dovute eccezioni, la coltre di argille si riduce progressivamente procedendo da Pisa verso il mare, dove, soprattutto nell'ultimo chilometro, l'affioramento sabbioso emerge decisamente fondendosi con il litorale. La caratterizzazione operata a consuntivo delle indagini ha rinvenuto pertanto Argille con torba (A), talvolta attraversate da livelletti sabbiosi (A1), argilla sabbiosa compatta (B) o mediamente consistente (B1), sabbia limosa sciolta (C), sabbia pulita compatta (D1), sabbia pulita sciolta (D2), sabbia limosa densa (D3), sabbia e ghiaia (D4).

Nel lotto in questione i litotipi presenti sono le sequenze D1,D2 (in zona "Mandracchio", presso il ponte dell'autostrada Genova-Rosignano), B,D2,D1 (in un piccolo tratto di sponda prospiciente l'Hammodock di Camp Darby) e B1,D1,D2 nel tratto terminale, verso Livorno (in part. Vedi CPT32). Più avanti, verso Calambrone, la sabbia affiora appena sotto la coltre erbosa e si presenta chiaramente in vista nella profonda erosione di sponda in riva destra, erosione verosimilmente legata all'indebolimento della difesa di sponda per effetto di ripetuti urti di natanti al momento della virata di accesso, dall'ampio bacino alla foce dello scolmatore, alla più stretta sezione corrente del canale.

Gran parte dell'intervento di nuove difese di sponda si sviluppa in quest'ultimo tratto del canale, per cui, pur non prescindendo da altre situazioni, la condizione con materiale non coesivo superficiale, e pertanto spingente, prevale, nel dimensionamento della paratia, sulle altre. (Ciò con riferimento appunto al tratto terminale del canale, e prescindendo invece dal piccolo tratto sotto l'autostrada, in cui la sabbia, non solo addensata ma anche cementata, ha caratteristiche di consistenza tali da risultare impenetrabile anche al penetrometro (vedi CTP19) e da assicurare la presenza di spinte del tutto trascurabili.)

Anche qualora infatti la parte più superficiale fosse di natura coesiva, le spinte sulla paratia sarebbero sicuramente minori e teoricamente nulle per valori della coesione di circa $0,3 \text{ kg/cm}^2$, valori inferiori a quelli normalmente riscontrati in superficie.

Nel modello che sintetizza pertanto le verifiche sulla paratia si è ipotizzata la presenza di sabbia con angolo di attrito modesto ($\varphi=25^\circ$) al fine di non sottovalutare la spinta e caratterizzato da una modesta coesione (sicuramente presente, soprattutto nella parte più alta e potenzialmente spingente, per effetto dell'apparato radicale delle piante) di $0,1 \text{ daN/cm}^2$.

Nella parte più profonda si adotta $\varphi=35^\circ$ e $c=0$.

2. DESCRIZIONE DELL'OPERA

Si tratta di un intervento già ripetutamente utilizzato lungo le sponde del canale dei Navicelli. Una palancolata metallica sormontata da un cordolo di conglomerato cementizio armato, atta a difendere la sponda da franamenti ed erosioni ed a consentire pertanto in maniera funzionale il transito delle imbarcazioni sulla via d'acqua.

La palancola tipo ha una lunghezza di 9,20 m, risultando ad opera finita, ossia a cordolo gettato una paratia complessiva dell'altezza teorica di 9,50 m.

La palancolata ha le seguenti caratteristiche geometriche:

$$h = 351 \text{ mm} \qquad J = 10.526 \text{ cm}^4/\text{m} \qquad W = 600 \text{ cm}^3/\text{m}$$

Acciaio utilizzato S275 o di analoghe caratteristiche

3. MODELLAZIONE

La modellazione della palancolata è stata effettuata con un sistema di aste continuo. Il terreno è stato modellato invece come una serie di pendoli orizzontali di adeguate rigidezza e resistenza ultima.

Per definire queste ultime si è utilizzato il metodo suggerito da J.E.Bowles (cfr. volume “fondazioni” edito da McGraw-Hill ed. 1991 pag. 636) In sintesi per definire la costante di sottofondo orizzontale k_s si ricorre alla formula

$$k_s = q_{ult}/\Delta h$$

dove q_{ult} è la capacità portante del terreno ad una data profondità, che nello specifico è stata calcolata con la formula di Hansen senza fattori correttivi di forma e profondità, e Δh rappresenta il cedimento limite di plasticizzazione del terreno assunto, sulla scorta dell'esperienza, pari a 2,5 cm.

Il programma utilizzato è SAP 15.1.0 della CSI Italia licenza n° 0X2E6E3.

I pendoli che simulano il terreno non sono resistenti a trazione ed hanno uno sforzo massimo di compressione corrispondente al raggiungimento dello spostamento Δh , oltre il quale la reazione del terreno non si accresce. La loro rigidezza è data da $A_t \cdot k_s$, essendo A_t la superficie di competenza del terreno modellato. Esprimendola come una rigidezza assiale ed attribuendo per semplicità valore unitario sia alla lunghezza delle aste sia al modulo di elasticità fittizio E_f del materiale si ha $A_t \cdot k_s = E_f A_f / l = A_f$. Di conseguenza ogni asta avrà nel suo Input $l=1$, $E=1$, $A_f=A_t \cdot k_s$. Il programma procede per iterazioni disattivando le aste di vincolo per i punti che hanno raggiunto lo spostamento limite e sostituendole con un reazione di compressione esplicita pari a $A_t k_s \Delta h$.

L'analisi è di tipo non lineare e pertanto la sollecitazione del sisma viene applicata sugli effetti della spinta limite del terreno (ossia su un sistema che ha già raggiunto alcune plasticizzazioni).

VERIFICHE

La verifica di stabilità globale (A2+M2+R2) consegue immediatamente dalla stabilità del modello, che trova un adeguato sistema di reazioni di equilibrio.

La verifica della struttura, effettuata per Combinazione 2 (A2+M2+R1) e pertanto in favore della sicurezza, comporta:

$$M_{\max} = 24,01 \text{ kNm/m}$$

$$\sigma_{\max} = M_{\max}/W = 240100/600 = 400 \text{ daN/cm}^2$$

E' infine assicurata la condizione $\Delta_{\max} < 0,005h$ ($1,83 < 4,75 \text{ cm}$)

Seguono tabelle e diagrammi esplicativi.

SPINTA DELLE TERRE IN FASE DI SCAVO (FONDALE MEDIO A -2,50 (TEORICO -2,25) DALLA TESTA DELLA PALANCOLA)																				A2+M2																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																									
Dest		Dint		γmon		γval		ΣγDmon		ΣγDval		hwmor		hwal		φ°		cu		γG1		γG2		γφ		γcu		Nq		Nc		Ny		φ°= arctg(φ°/γφ)		qu val		qu mon		Ks = 40qu		Ks = 40qu		valle		monte																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																															
m		m		kN/m³		kN/m³		kN/m²		kN/m²		m		m				kN/m²																kN		kN/m³		kN/m³		KXmax		kN																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																			

Valori geotecnici e spinte discretizzate in funzione della profondità (ogni 50 cm)

AZIONE SISMICA FASE 1 (SCAVO FINO A QUOTA -2,25 ARROTONDATA A 2,50)

$$10a_g/g = 1,12$$

$$a_g = 1,10$$

$$F_o = 2,45$$

$$T_{c^*} = 0,275$$

$$S_s = 1,8$$

$$S_t = 1$$

$$a_{\max} = S_s \cdot S_t \cdot a_g = 1,98$$

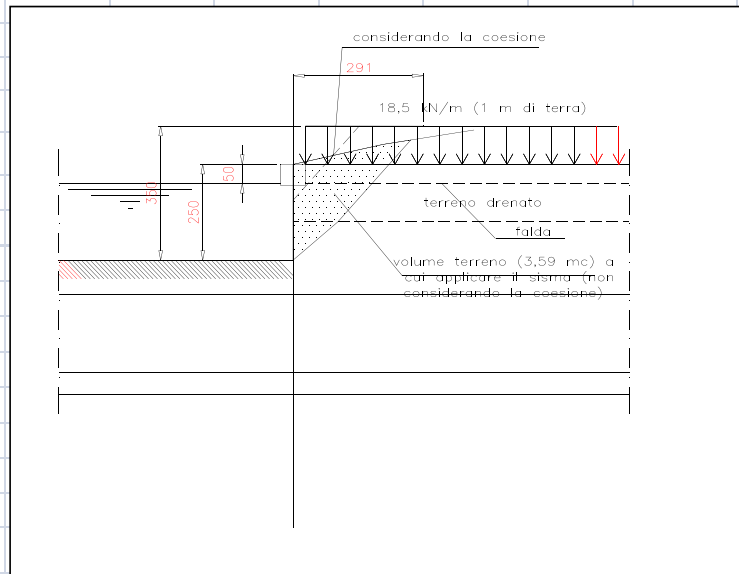
$$L = 9,8$$

$$\alpha = 0,776$$

$$u_{\max} = 4,9 \text{ cm}$$

$$\beta = 0,483$$

$$a_h = a_{\max} = \alpha \cdot \beta \cdot a_g = 0,742 \text{ m/s}^2$$



Nella definizione del volume di terreno interessato, in via tutelativa si prescinde dalla coesione

Volume terreno attivato 3,59 mc complessivo

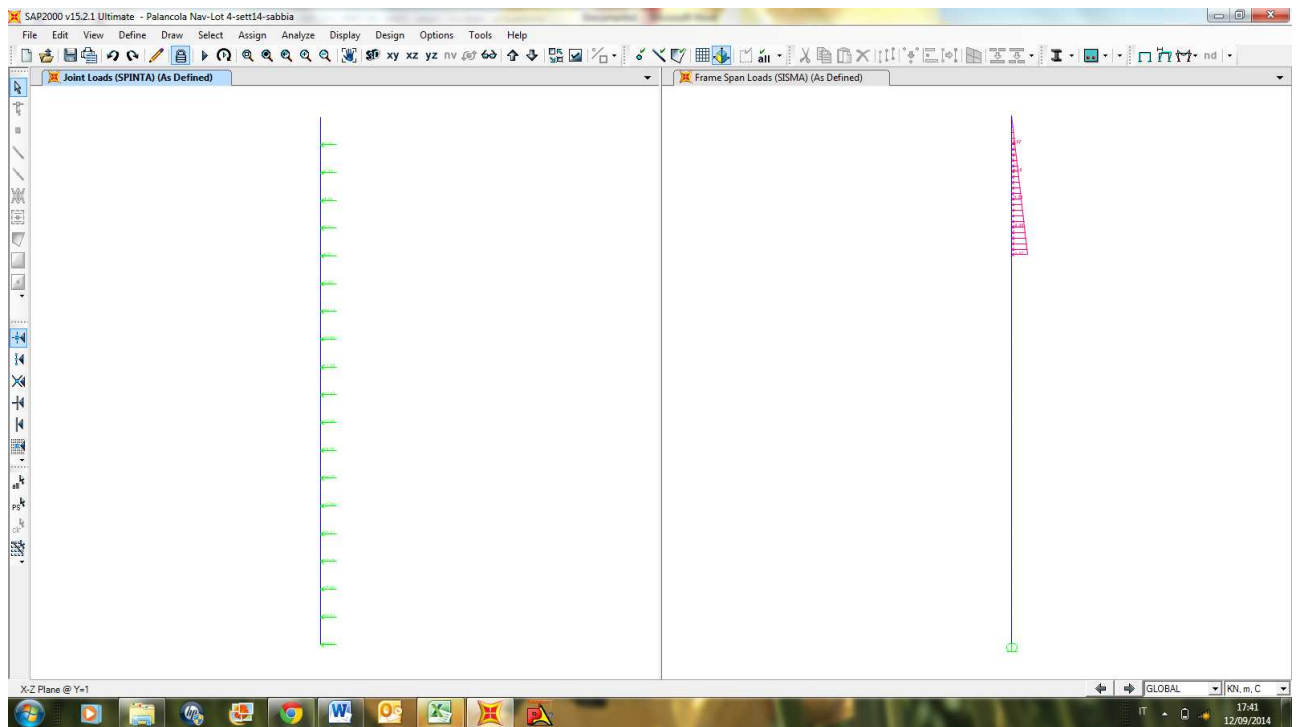
in favore di sicurezza si considera il peso specifico di 18,5 kN/mc

$$M = 6,77 \text{ kN} \cdot \text{s}^2/\text{m}$$

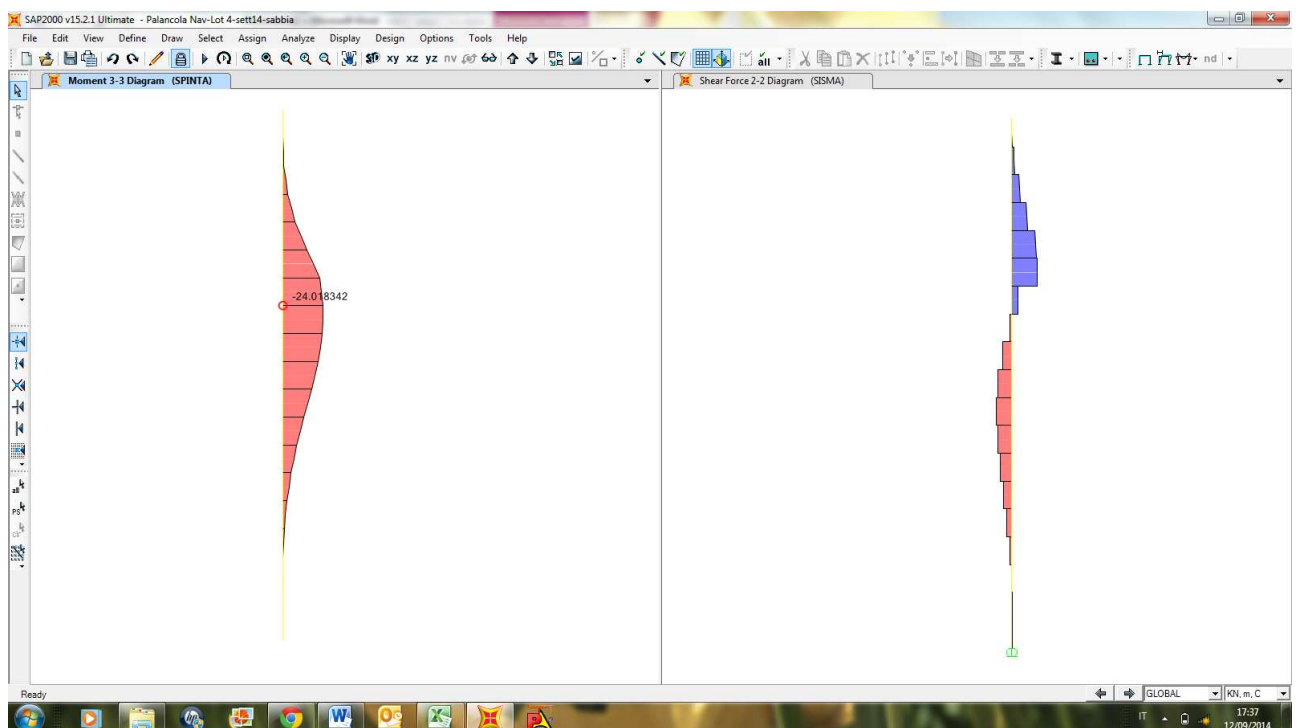
$$F = 5,02 \text{ kN}$$

L'azione viene ripartita sull'altezza della paratia come carico triangolare con la base rivolta in alto

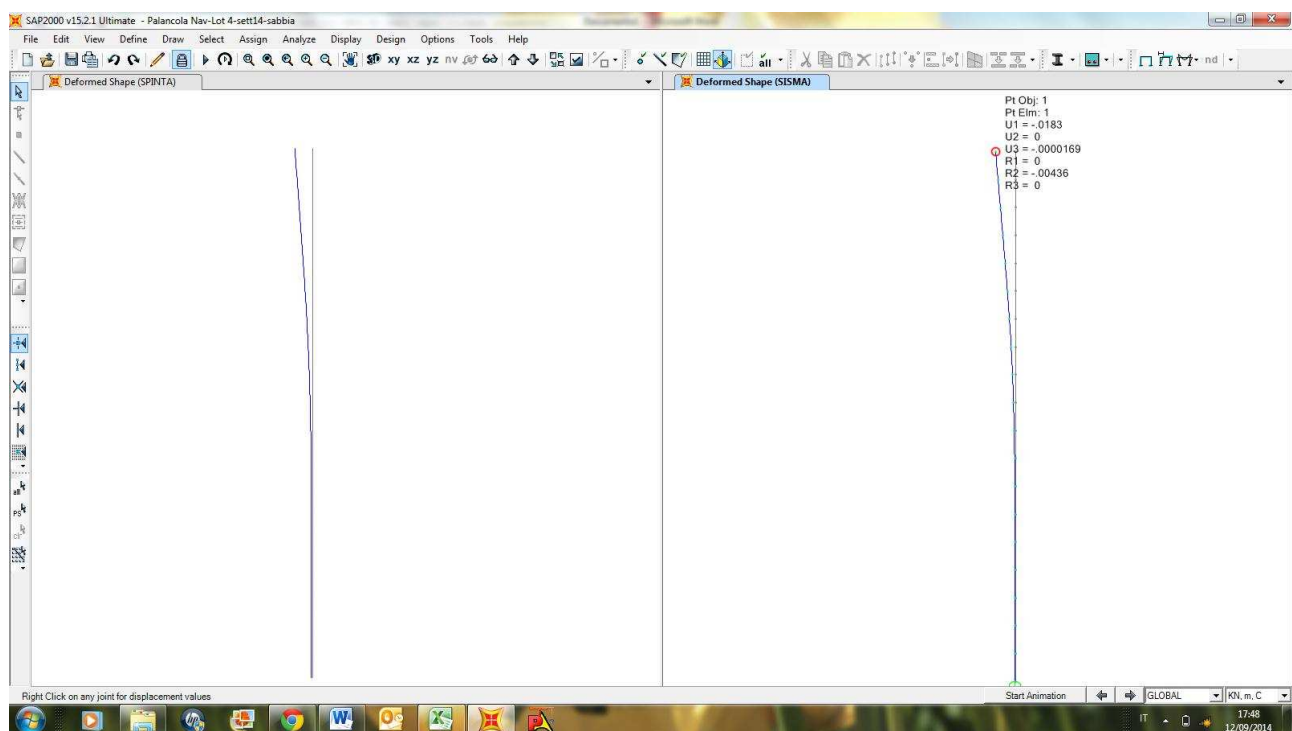
con valore variabile tra 0 e 2,87 kN/m



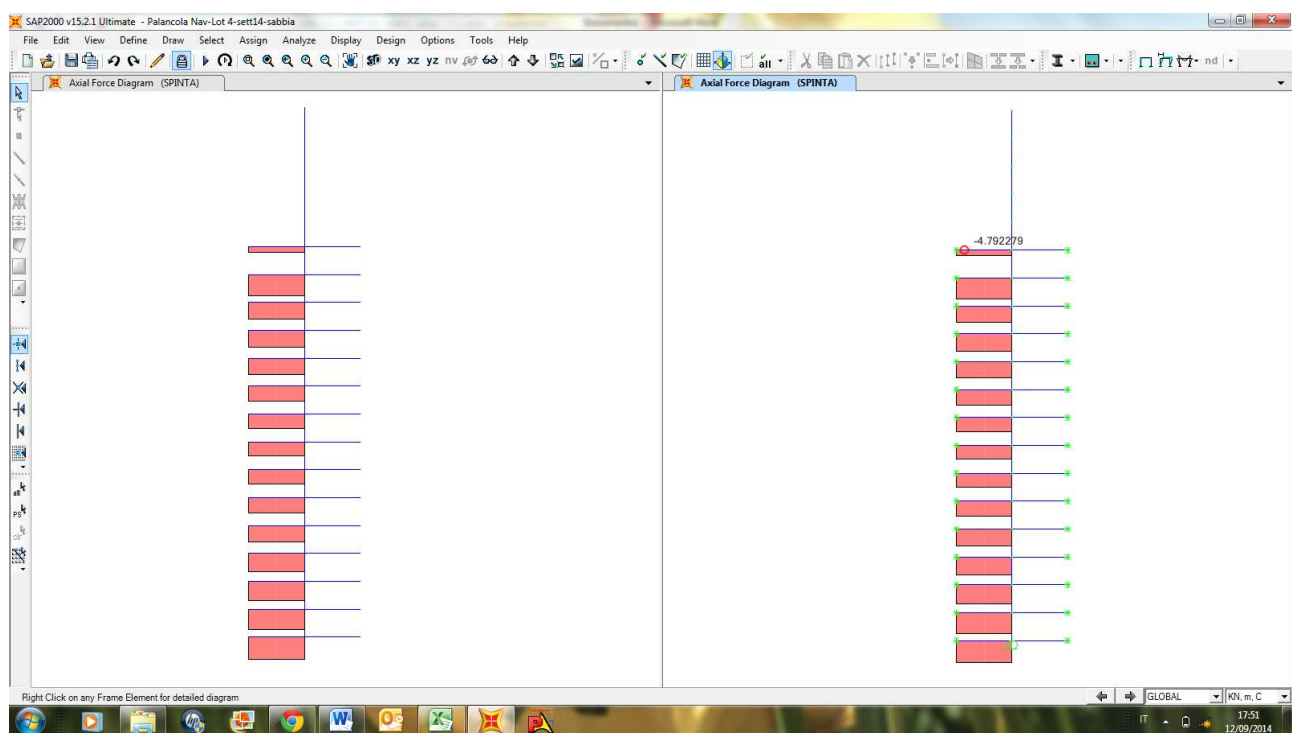
Applicazione azioni Spinta terreno e Sisma



Momento e taglio – Spinte del terreno



Deformazione massima senza e con sisma



Reazioni del terreno senza e con sisma

Il Progettista
Ing. Benedetto Maggio