



ANAS S.p.A.

Direzione Centrale Programmazione Progettazione

CORRIDOIO PLURIMODALE TIRRENICO – NORD EUROPA ITINERARIO AGRIGENTO – CALTANISSETTA – A19

S.S. N° 640 “DI PORTO EMPEDOCLE”

AMMODERNAMENTO E ADEGUAMENTO ALLA CAT. B DEL D.M. 5.11.2001
Dal km 44+000 allo svincolo con l’A19

PROGETTO DEFINITIVO

GRUPPO DI PROGETTAZIONE

ATI:

TECHNITAL s.p.a. (mandataria)

S.I.S. Studio di Ingegneria Stradale s.r.l.

DELTA Ingegneria s.r.l.

INFRATEC s.r.l. Consulting Engineering

PROGIN s.p.a.

I RESPONSABILI DI PROGETTO

Dott. Ing. M. Raccosta
Ordine Ing. Verona n° A1665
Prof. Ing. A. Bevilacqua
Ordine Ing. Palermo n° 4058
Dott. Ing. M. Carlino
Ordine Ing. Agrigento n° A628
Dott. Ing. N. Troccoli
Ordine Ing. Potenza n° 836
Dott. Ing. S. Esposito
Ordine Ing. Roma n° 20837

IL GEOLOGO

INTEGRAZIONE PRESTAZIONI
SPECIALISTICHE

Dott. Ing. M. Raccosta

VISTO: IL RESPONSABILE
DEL PROCEDIMENTO

VISTO: IL RESPONSABILE DEL
SERVIZIO PROGETTAZIONE

DATA

Dott. Ing. Massimiliano Fidenzi

Dott. Ing. Antonio Valente

PROTOCOLLO

OPERE D'ARTE MINORI

Opere di attraversamento – Sottopassi

SOTTOPASSO ALLA PRG. 23+470.00 (IDRAULICO)

Relazione di calcolo

CODICE PROGETTO

NOME FILE

REVISIONE FOGLIO

SCALA:

L0407B_D_0501_S01_ST08_STR_RE01_A.DOC

L0407B D 0501

S01 ST08 STR RE01

A

---DI---

D					
C					
B					
A	EMMISSIONE	Ottobre 2006	P. Polani	F. Arciuli	C. Marro
REV.	DESCRIZIONE	DATA	VERIFICATO RESP. TECNICO	CONTROLLATO RESP. D'ITINERARIO	APPROVATO RESP. DI SETTORE

I N D I C E

1. PREMESSA	3
2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO	6
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	7
4. PARAMETRI GEOTECNICI	8
5. INTERAZIONE TERRENO - STRUTTURA	9
6. ALGORITMO DI CALCOLO.....	10
6.1 SPINTA A RIPOSO	10
6.2 SPINTA ATTIVA	11
6.3 SPINTA IN PRESENZA DI SISMA	11
6.4 METODO DI CALCOLO	12
7. CONDIZIONI DI CARICO.....	14
8. COMBINAZIONI DI CARICO.....	17
9. RISULTATI E VERIFICHE	18
9.1 SOLLECITAZIONI – COMBINAZIONI A I, A III, A V	18
9.2 SOLLECITAZIONI – COMBINAZIONI F I, F III.....	20
9.3 COMPUTO.....	22
9.4 VERIFICHE A PRESSO FLESSIONE E TAGLIO	22
9.5 VERIFICHE A FESSURAZIONE	23
10. MURI DI SOSTEGNO	24
Allegato 1	
TABULATO DI CALCOLO SEZIONE TRASVERSALE - HR = 1,5 M.....	25
Allegato 2	
TABULATO DI CALCOLO MURO DI SOSTEGNO(TIPOLOGIA 1 H = 8.00 M).....	32
Allegato 3	
TABULATO DI CALCOLO MURO DI SOSTEGNO(TIPOLOGIA 2 H = 6.00 M).....	43
Allegato 4	
TABULATO DI CALCOLO MURO DI SOSTEGNO(TIPOLOGIA 3 H = 4.00 M).....	54

1. PREMESSA

Nella presente relazione si riportano le analisi condotte per il dimensionamento e la verifica del sottopasso idraulico alla progressiva 23+470 della S.S.640 Agrigento - Caltanissetta.

Il calcolo e le verifiche di resistenza sono state eseguite nel rispetto della normativa tecnica vigente con riferimento al metodo delle tensioni ammissibili.

Infine, il tracciato in oggetto ricade in zona sismica classificata di IV^a categoria. Si utilizza comunque, a vantaggio di sicurezza, un coefficiente di intensità sismica pari a $C = 4\%$ ed un coefficiente di importanza $I = 1,0$.

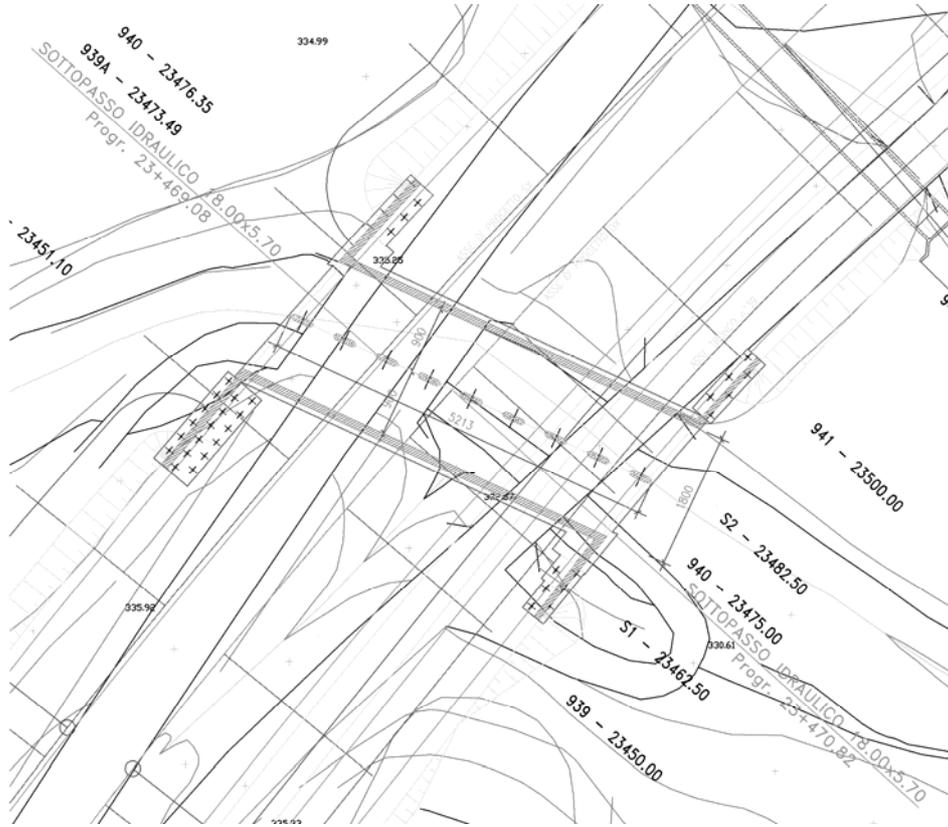
Il sottopasso, di larghezza ed altezza utili pari rispettivamente a 18,0 m e a 5.7 m, si sviluppa per una lunghezza di 52 m.

Gli spessori del traverso di copertura, dei piedritti e della fondazione sono tutti pari ad 1,0 m. Sono presenti dei setti intermedi, lungo l'intero sviluppo del sottopasso, di 0,8 m di spessore e di 3,0 m di lunghezza in direzione longitudinale. La fondazione presenta inoltre mensole laterali di larghezza netta pari ad 0,5 m.

La quota di massima piena prevista all'interno del sottopasso è pari a 3,95 m.

Nelle figure che seguono sono riportati uno stralcio planimetrico del sottopasso, una pianta e una sezione trasversale del sottopasso in esame.

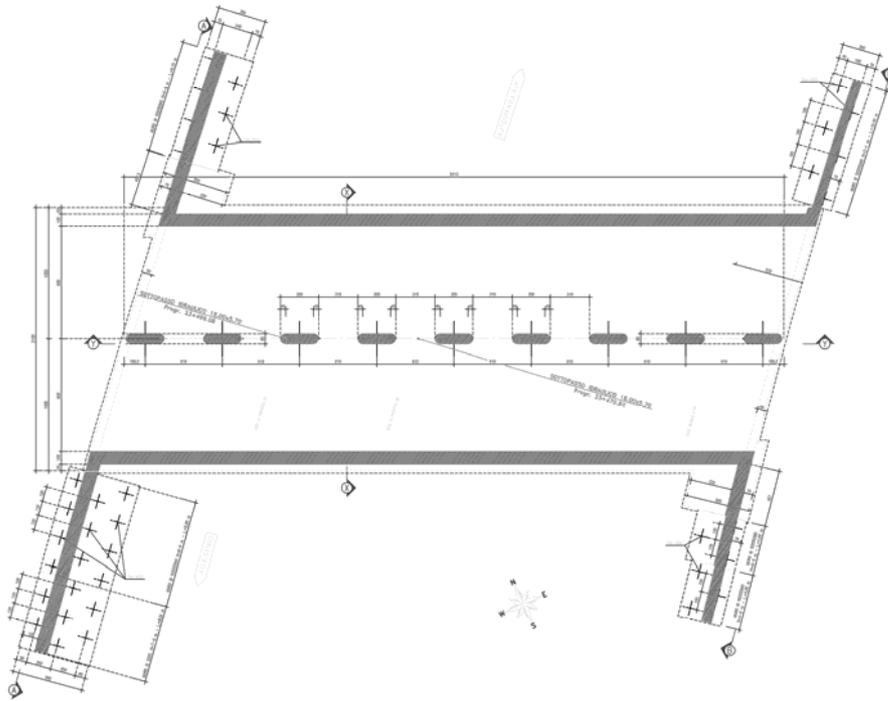
PROGETTAZIONE DEFINITIVA E S.I.A., COMPRESIVA DELLE INDAGINI NECESSARIE E DELLE FIRME INDICAZIONI SULLA SICUREZZA DELL'ADEGUAMENTO A 4 CORSIE (CATEGORIA B DEL D.M. 05/11/2001) DELL'ITINERARIO AGRIGENTO-CALTANISSETTA NEL TRATTO LUNGO LA S.S. 640 DI "PORTO EMPEDOCLE" DAL Km 44+000 ALLO SVINCOLO SULLA A/19.



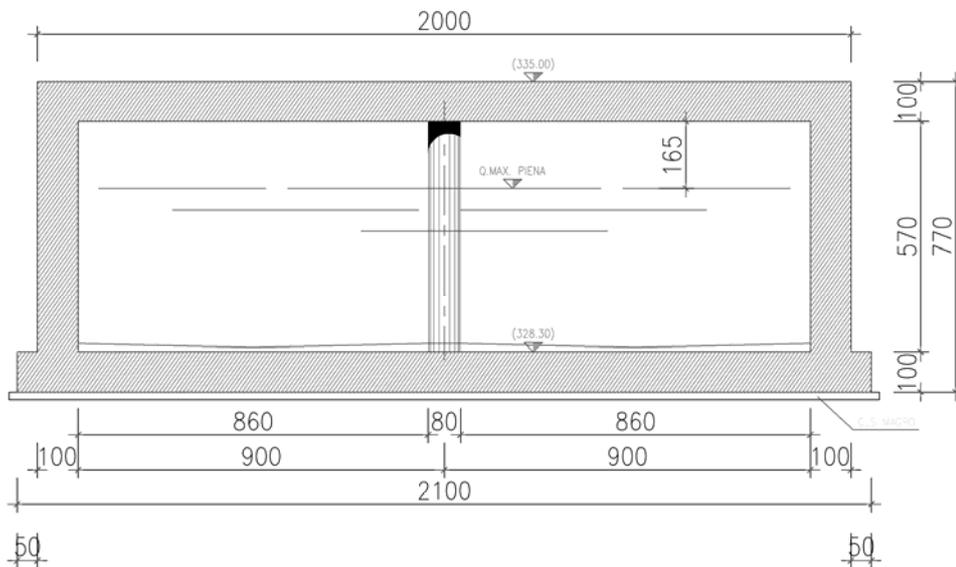
Stralcio planimetrico

Raggruppamento Temporaneo:

Technital S.p.A. (Capogruppo) – Delta Ingegneria – Infratec – Progin – S.I.S. srl



Pianta delle fondazioni



Sezione trasversale

2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Il dimensionamento e la verifica della struttura sono stati condotti nel rispetto delle vigenti normative di seguito riportate:

- **L. 05/11/1971 n. 1086:** "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica";
- **D.M. 14/02/1992:** "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche" (valido per il metodo alle tensioni ammissibili);
- **Circ. Min. 24/06/1993 n. 37406:** "Istruzioni relative alle Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche" (valido per il metodo alle tensioni ammissibili);
- **D.M. 09/01/1996:** "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche";
- **Circ. Min. 15/10/1996 n. 252:** "Istruzioni relative alle Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche";
- **D.M. 16/01/1996:** "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi";
- **Circ. Min. 04/07/1996 n. 156 STC:** "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi";
- **L. 02/02/1974 n. 64:** "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche";
- **D.M. 16/01/1996:** "Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica";
- **Circ. Min. 10/04/1997 n. 65:** "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica di cui al D.M: 16/01/1996";
- **D.M. 11/03/1988:** "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";
- **Circ. Min. 24/09/1988 n. 30483:** "Norme tecniche per terreni e fondazioni: istruzioni applicative del D.M. 11/03/1988";

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Nel seguito si riportano le principali caratteristiche e proprietà dei materiali da adoperare:

Calcestruzzo strutturale $R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$

tensioni ammissibili:

compressione: $\sigma_c = 6 + [(R_{ck} - 15)/4] = 9.75 \text{ Mpa}$

taglio senza armatura specifica: $\tau_{co} = 0.4 + [(R_{ck} - 15)/75] = 0.6 \text{ Mpa}$

taglio con armatura specifica: $\tau_{c1} = 1.4 + [(R_{ck} - 15)/35] = 1.8 \text{ Mpa}$

modulo elastico: $E_c = 5700 \cdot R_{ck}^{0.5} = 31220 \text{ Mpa}$

Acciaio per c.a.

- acciaio in barre per getti $F_{eb} 44 \text{ k controllato}$
- reti elettro-saldate $F_{yk} > 390 \text{ N/mmq}; F_{tk} > 440 \text{ N/mmq}$
- acciaio per carpenteria $Fe 430$

Copriferro netto

- strutture a contatto con il terreno $s = 4 \text{ cm}$

4. PARAMETRI GEOTECNICI

Per i terreni interessati dall'opera (terreno di ricoprimento e di rinfianco e terreno di fondazione) sono stati assunti i seguenti parametri geotecnici:

Terreno di rinfianco (nuovo rilevato ferroviario e stradale)

$\gamma' = 19 \text{ kN/m}^3$ peso dell'unità di volume naturale;

$c' = 0 \text{ kPa}$ coesione drenata;

$\varphi' = 33^\circ$ angolo di resistenza al taglio;

Terreno di fondazione

$\gamma' = 20 \text{ kN/m}^3$ peso dell'unità di volume naturale;

$c' = 5 \text{ kPa}$ coesione drenata;

$\varphi' = 25^\circ$ angolo di resistenza al taglio;

Per il terreno di fondazione si è assunta una costante di sottofondo pari a $K = 2 \text{ KPa/m}$ desunta dalle calcolazioni riportate nel paragrafo successivo.

5. INTERAZIONE TERRENO - STRUTTURA

Per la determinazione della costante di sottofondo si può fare riferimento alle seguenti formulazioni assimilando il comportamento del terreno a quello di un mezzo elastico omogeneo.

Il valore della costante di sottofondo k_w è valutato attraverso il rapporto tra il carico applicato ed il corrispondente cedimento pertanto, si ottiene:

$$k_w = E / [(1-v^2) \cdot B \cdot c_t]$$

dove :

E = modulo elastico medio del terreno sottostante la fondazione.

v = coefficiente di Poisson del terreno;

B = lato minore della fondazione = 21.0 m;

c_t = coefficiente adimensionale di forma ottenuto dalla interpolazione dei valori dei coefficienti proposti dal Bowles, 1960 (L = lato maggiore della fondazione ≈ 50 m):

$$c_t = 0.853 + 0.534 \ln(L / B) \quad \text{rettangolare con } L / B \leq 10$$

$$c_t = 2 + 0.0089 (L / B) \quad \text{rettangolare con } L / B > 10$$

Si ottiene pertanto :

$$L / B \leq 10$$

$$c_t = 1.12$$

Il valore di k_w da utilizzare nelle analisi per il dimensionamento del solettone di fondazione può essere determinato considerando che i carichi applicati alla struttura sono di natura impulsiva e di breve durata (accidentali stradali); la risposta del terreno di fondazione in condizioni dinamiche è notevolmente più rigida rispetto a quella usualmente considerata per carichi statici di lunga durata. Sulla base di indicazioni di letteratura, si possono pertanto indicare moduli operativi per la valutazione dei parametri d'interazione considerano moduli del terreno almeno 3÷5 volte superiori rispetto a quelli adottabili per problemi statici.

Per l'opera in esame, si può quindi considerare un modulo elastico del terreno pari a:

$$E = 30000 \div 90000 \text{ kPa}$$

ed un coefficiente di Poisson pari a :

$$v = 0.2$$

Secondo le formulazioni sopra riportate, risulta un valore della costante di sottofondo compreso nel range:

$$k_w = (30000 \div 90000) / [(1-0.04) \cdot 14.6 \cdot 1.12] \approx 1917 \div 5751 \text{ kPa / m}$$

Nelle calcolazioni è stato assunto, operando a vantaggio di sicurezza, una costante di sottofondo $k_w = 2000 \text{ kPa / m}$.

6. ALGORITMO DI CALCOLO

L'analisi della struttura è stata condotta attraverso l'impiego del programma di calcolo SCAT 9.0 vers. 9.01 fornito da "Aztec Informatica". Il programma SCAT è un programma di calcolo strutturale dedicato all'analisi ed al calcolo di strutture scatolari completamente o parzialmente interrate.

Il programma consente di analizzare differenti sezioni scatolari che sono: rettangolare, rettangolare con angoli smussati, rettangolare con setto intermedio, circolare, ellittico, con sezione tipo vasca, con sezione tipo galleria (dotata cioè di piedritti, calotta ed arco rovescio).

La caratterizzazione del terreno in cui la struttura è immersa è suddiviso nei tre strati: ricoprimento, rinfianco e di fondazione. Per ogni strato occorre fornire i valori dei parametri fisici e meccanici più comuni (peso di volume, angolo di attrito, attrito terreno - struttura, coesione, adesione, costante di Winkler, etc.). Il terreno sia di fondazione che di rinfianco è schematizzato secondo il modello di Winkler modificato (vengono eliminate, durante l'analisi al passo, le molle in trazione). Può essere messa in conto la falda.

Il programma SCAT consente di inserire carichi sia sul terreno di ricoprimento sia sulla struttura.

I carichi sono gestiti tramite condizioni di carico, che l'utente può definire come accidentali o permanenti. Le condizioni di carico possono essere combinate con coefficienti di partecipazione definibili dall'Utente.

Il programma consente di definire un numero illimitato di condizioni e di combinazioni di carico.

Il programma di calcolo impiegato per la definizione delle azioni prevede il calcolo in automatico di alcune azioni che gravano sulla struttura. Tali azioni sono i pesi propri e le spinte del terreno.

Il calcolo delle spinte viene eseguito sia per condizione a riposo, sia per condizione di spinta attiva, sia per spinta in condizioni simiche.

6.1 SPINTA A RIPOSO

Il coefficiente di spinta a riposo è espresso dalla relazione

$$K_0 = 1 - \sin\phi$$

dove ϕ rappresenta l'angolo d'attrito interno del terreno di rinfianco.

Quindi la pressione laterale, ad una generica profondità z e la spinta totale sulla parete di altezza H valgono

$$\sigma = \gamma z K_0 + p_v K_0$$

$$S = 1/2 \gamma H^2 K_0 + p_v K_0 H$$

dove p_v è la pressione verticale agente in corrispondenza della calotta.

6.2 SPINTA ATTIVA

Per il calcolo della spinta attiva del terreno sui piedritti il modello di riferimento è quello di Coulomb.

La teoria di Coulomb considera l'ipotesi di un cuneo di spinta a monte della parete che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea. Dall'equilibrio del cuneo si ricava la spinta che il terreno esercita sull'opera di sostegno. In particolare Coulomb ammette, al contrario della teoria di Rankine, l'esistenza di attrito fra il terreno e la parete, e quindi la retta di spinta risulta inclinata rispetto alla normale alla parete stesso di un angolo di attrito terra-parete.

L'espressione della spinta esercitata da un terrapieno, di peso di volume γ , su una parete di altezza H , risulta espressa secondo la teoria di Coulomb dalla seguente relazione (per terreno incoerente)

$$S = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a$$

K_a rappresenta il coefficiente di spinta attiva di Coulomb nella versione riveduta da Muller-Breslau, espresso come:

$$K_a = \frac{(\sin(\alpha + \phi))^2}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta) \left[1 + \frac{\sqrt{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}}{\sqrt{\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

dove ϕ è l'angolo d'attrito del terreno, α rappresenta l'angolo che la parete forma con l'orizzontale, δ è l'angolo d'attrito terreno-parete, β è l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale.

In questo caso:

$$\alpha = 90^\circ \text{ per parete verticale;}$$

$$\beta = 0^\circ \text{ per terrapieno orizzontale;}$$

$$\delta = 0 \text{ (a vantaggio di sicurezza).}$$

Il diagramma delle pressioni del terreno sulla parete risulta triangolare con il vertice in alto. Il punto di applicazione della spinta si trova in corrispondenza del baricentro del diagramma delle pressioni ($1/3 H$ rispetto alla base della parete). L'espressione di K_a perde di significato per $\beta > \phi$. Questo coincide con quanto si intuisce fisicamente: la pendenza del terreno a monte della parete non può superare l'angolo di natural declivio del terreno stesso.

Nel caso di terreno dotato di attrito e coesione c l'espressione della pressione del terreno ad una generica profondità z vale:

$$\sigma_a = \gamma z K_a - 2 c \sqrt{K_a};$$

6.3 SPINTA IN PRESENZA DI SISMA

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

Detta α l'inclinazione della parete rispetto alla verticale e β l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale, si calcola la spinta S' considerando un'inclinazione del terrapieno e della parete pari a

$$\alpha' = \alpha - \theta$$

$$\beta' = \beta - \theta$$

dove $\theta = \arctg(C)$ essendo C il coefficiente di intensità sismica.

Detta S la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S_s = A S' - S$$

dove il coefficiente A vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2\beta \cos\theta}$$

Si ottiene quindi:

$$K'_a = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2\beta \cos\theta} \frac{(\sin(\alpha' + \phi))^2}{\sin^2 \alpha' \sin(\alpha' - \delta) \left[1 + \frac{\sqrt{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta')}}{\sqrt{\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta')}} \right]^2}$$

Tale incremento di spinta deve essere applicato ad una distanza dalla base pari a 2/3 dell'altezza della parete.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali che si destano per effetto del sisma. Tale forza viene valutata come

$$F_i = CW$$

dove W è il peso della parete e dei relativi sovraccarichi permanenti e va applicata nel baricentro dei pesi.

6.4 METODO DI CALCOLO

A partire dal tipo di terreno, dalla geometria e dai sovraccarichi agenti il programma di calcolo "SCAT" è in grado di conoscere tutti i carichi agenti sulla struttura per ogni combinazione di carico.

La struttura scatolare viene schematizzata come un telaio piano e viene risolta mediante il metodo degli elementi finiti (FEM). Più dettagliatamente il telaio viene discretizzato in una serie di elementi connessi fra di loro nei nodi.

Il terreno di rinfianco e di fondazione viene invece schematizzato con una serie di elementi molle non reagenti a trazione (modello di Winkler). L'area della singola molla è direttamente proporzionale alla costante di Winkler del terreno e all'area di influenza della molla stessa.

A partire dalla matrice di rigidezza del singolo elemento, K_e , si assembla la matrice di rigidezza di tutta la struttura K . Tutti i carichi agenti sulla struttura vengono trasformati in carichi nodali (reazioni di incastro perfetto) ed inseriti nel vettore dei carichi nodali p .

Indicando con u il vettore degli spostamenti nodali (incogniti), la relazione risolutiva può essere scritta nella forma

$$K u = p$$

Da questa equazione matriciale si ricavano gli spostamenti incogniti u

$$u = K^{-1} p$$

Noti gli spostamenti nodali è possibile risalire alle sollecitazioni nei vari elementi.

La soluzione del sistema viene fatta per ogni combinazione di carico agente sullo scatolare.

7. CONDIZIONI DI CARICO

Di seguito sono riportate le condizioni di carico utilizzate ai fini delle combinazioni di carico impiegate per la verifica.

L'esplicitazione numerica è stata condotta con riferimento a quelle condizioni di carico non considerate in maniera automatica dal programma di calcolo.

g1 - Peso proprio della struttura

Il peso proprio della struttura è calcolato, in automatico, dal programma di calcolo.

g2 - Carichi permanenti portati

Il peso dei carichi permanenti è calcolato, in automatico dal programma di calcolo SCAT assegnando un peso specifico mediato proporzionalmente agli spessori del pacchetto stradale.

$$q_{pp\ f} = \gamma_{terreno} \cdot h_{terreno} + q_{pacchetto\ stradale} \quad \text{kN/m}^2$$

$$\gamma_{med} = q_{pp\ f} / h_{terreno} \quad \text{kN/m}^3$$

Dove :

$$h_{terreno} = 1.5 \text{ m in corrispondenza dell'asse autostradale ;}$$

$$q_{pacchetto\ stradale} = 3 \text{ kN/m}^2$$

g3 - Spinta del terreno sui piedritti

Spinta a riposo del terreno sul piedritto sinistro

La spinta a riposo del terreno sul piedritto sinistro è calcolata, in automatico, dal programma di calcolo.

Spinta a riposo del terreno sul piedritto destro

La spinta a riposo del terreno sul piedritto destro è calcolata, in automatico, dal programma di calcolo.

Spinta attiva del terreno sul piedritto sinistro

La spinta attiva del terreno sul piedritto sinistro è calcolata, in automatico, dal programma di calcolo.

Spinta attiva del terreno sul piedritto destro

La spinta attiva del terreno sul piedritto destro è calcolata, in automatico, dal programma di calcolo.

e2 - Ritiro

La soletta superiore si considera soggetta ad un ritiro differenziale. Il ritiro finale viene posto pari a $\epsilon_{cs} = 0.31 \cdot 10^{-3}$, valore di normativa nel caso $\alpha \geq 60$ cm, $t_0 = 1-7$ gg umidità relativa pari al 55%. Ai fini del calcolo l'effetto del ritiro si assimila ad una variazione di temperatura; si ha:

$$\epsilon_{cs} = \alpha \cdot \Delta T$$

$$\Delta T = 0.31 \cdot 10^{-3} / (1 \cdot 10^{-5}) = 31^\circ C$$

nel rispetto della normativa FS vigente, trattandosi di un fenomeno lento, l'effetto del ritiro si determina considerando un valore convenzionale del modulo di elasticità pari a $1/3E$. Pertanto, per comodità di calcolo, per utilizzare un unico valore del modulo di elasticità E , si considera un valore di ΔT equivalente pari a $1/3\Delta T = 10.33^\circ C$.

ϵ_3 – Variazioni termiche

Variazione termica uniforme sul traverso di copertura

L'effetto delle azioni climatiche viene schematizzato attraverso l'applicazione di una variazione termica uniforme $\Delta T = +15^\circ C$ sul traverso di copertura.

Variazione termica a farfalla sul traverso di copertura

L'effetto delle azioni climatiche viene schematizzato attraverso l'applicazione di una variazione termica a farfalla $\Delta T = +2.5^\circ C$ sul traverso di copertura

$q_1 + q_2$ – Carichi mobili e incremento dinamico

Sovraccarico stradale $q_{1,a} + q_2$

Si considera un carico uniformemente distribuito, rappresentativo di una colonna di carico $q_{1,a}$ opportunamente ripartita sulla larghezza della corsia e dell'applicazione di un coefficiente di amplificazione dinamica $\phi = 1.4$, pari a :

$$q_1 + q_2 = 20,0 \text{ kN/m}^2$$

Spinta a riposo da sovraccarico stradale sul piedritto sinistro

Si considera la posizione del sovraccarico stradale tale da produrre la spinta solo sul piedritto sinistro.

$$\sigma_{os} = K_0 \cdot 20 \text{ kN/mq} = 9,0 \text{ kN/mq}$$

dove:

$$K_0 = \text{coefficiente di spinta a riposo } (1 - \text{sen } \phi) = 0,45;$$

q_3 - Frenatura carichi stradali

Tale azione, agisce a quota piano stradale nella direzione longitudinale e si trasferisce nella soletta superiore dello scatolare sotto forma di azione assiale.

$$q_f = 4.00 \text{ kN/mq}$$

q6 – Azioni sismiche

Sovraccarico sismico

In presenza di sisma si considera, a vantaggio di sicurezza, la presenza di un sovraccarico stradale pari a 10 kN/mq

Incremento sismico della spinta attiva del terreno

Tale incremento è calcolato in automatico dal programma di calcolo

Spinta attiva da sovraccarico sismico sul piedritto sinistro

Il calcolo della spinta prodotta dal sovraccarico sismico è stato eseguito con la stessa logica adottata per il calcolo della spinta prodotta dal sovraccarico in condizioni statiche.

Si applica quindi una sovraspinta di intensità variabile lungo l'altezza del piedritto:

$$\sigma'_{oi} = K_a \cdot 10 = 2.9 \text{ kN/mq}$$

$$\sigma'_{os} = K'_a \cdot 10 = 3.2 \text{ kN/mq}$$

dove :

$$K_a = 0.29;$$

$$K'_a = 0.32.$$

Inerzie sismiche

La forza sismica distribuita da applicare alla soletta di copertura è pari a:

$$F_{hs} = C \cdot I \cdot (W_{soletta} + W_{p,perm} + W_{sov}) \text{ kN/m}^2$$

La forza sismica distribuita da applicare ai piedritti è pari a:

$$F_{hp} = C \cdot I \cdot W_{piedritto} \text{ kN/m}^2 = C \cdot 25 \cdot s_{piedritto} \text{ kN/m}^2$$

Sisma verticale

Le azioni sismiche verticali, si considerano agenti esclusivamente sul solettone di copertura attraverso un carico uniformemente ripartito pari a:

$$F_v = m \cdot C \cdot I \cdot (W_{soletta} + W_{p,perm} + W_{sov}) \text{ kN/m}^2$$

Dove :

$$C = 0.04$$

$$m = 2$$

$$I = 1.0$$

8. COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico sono state definite coerentemente alla normativa vigente.

In particolare con riferimento al D.M. 4-5-1990 si adottano le seguenti combinazioni di carico per la verifica alle tensioni ammissibili e a fessurazione.

Combinazioni										
Verifica	Comb.	g1	g2	g3	ε_2	ε_3	q ₁	q ₂	q ₃	q ₆
Tensioni ammissibili	A I	1	1	1(β_1)	1	1	0	0	0	0
	A III	1	1	1(β_1)	1	1	1	1	1	0
	A V	1	1	1(β_1)	1	1	0	0	0	1
Fessurazione	F I	1	1	1(β_1)	1	1	0	0	0	0
	F II	1	1	1(β_1)	1	1	ψ_1	ψ_1	0	0

Dove il coefficiente β_1 , utilizzato alternativamente al coefficiente 1 laddove sia a vantaggio di sicurezza, è pari a 0,7, mentre il coefficiente ψ_1 è pari a:

$$\psi_1 = 0,4 + 0,74 \times ((100 - L) / 100)^2 = 0,88$$

Nella condizione di carico q₆ sono presenti anche gli accidentali sismici.

9. RISULTATI E VERIFICHE

Dati geometrici :	
Larghezza totale	= 20.0 m
Luci interne	= 2 x 8.6 m
Altezza totale	= 7.7 m
Altezza netta	= 5.7 m
Spessore fondazione	= 1.00 m
Spessore traverso	= 1.00 m
Spessore piedritti	= 1.00 m
Spessore setti interni	= 0.80 m
H ricoprimento	= 1.50 m

Sono presenti i sovraccarichi stradali, permanenti e mobili, sul traverso di copertura. Il carico stradale si considera disposto sul traverso di copertura in modo tale da produrre una sovrappinta sul solo piedritto sinistro.

Pertanto il peso di calcolo del terreno di ricoprimento è :

$$\gamma_{med} = 21 \text{ kN/m}^3$$

La forza sismica distribuita da applicare alla soletta di copertura è pari a:

$$F_{hs} = C \cdot I \cdot (W_{soletta} + W_{p,perm} + W_{sov}) \text{ kN/m}^2 = 2,66 \text{ kN/m}^2$$

La forza sismica distribuita da applicare ai piedritti è pari a:

$$F_{hp} = C \cdot I \cdot W_{piedritto} \text{ kN/m}^2 = C \cdot 25 \cdot s_{piedritto} \text{ kN/m}^2 = 1,0 \text{ kN/m}^2$$

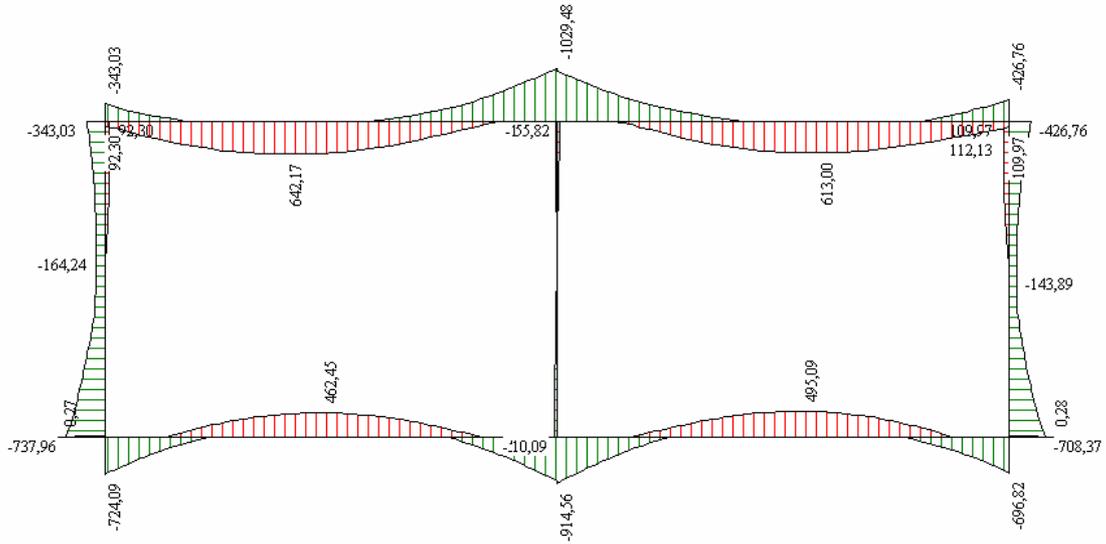
Le azioni sismiche verticali, si considerano agenti esclusivamente sul solettone di copertura attraverso un carico uniformemente ripartito pari a:

$$F_v = m \cdot C \cdot I \cdot (W_{soletta} + W_{p,perm} + W_{sov}) \text{ kN/m}^2 = 5,32 \text{ kN/m}^2$$

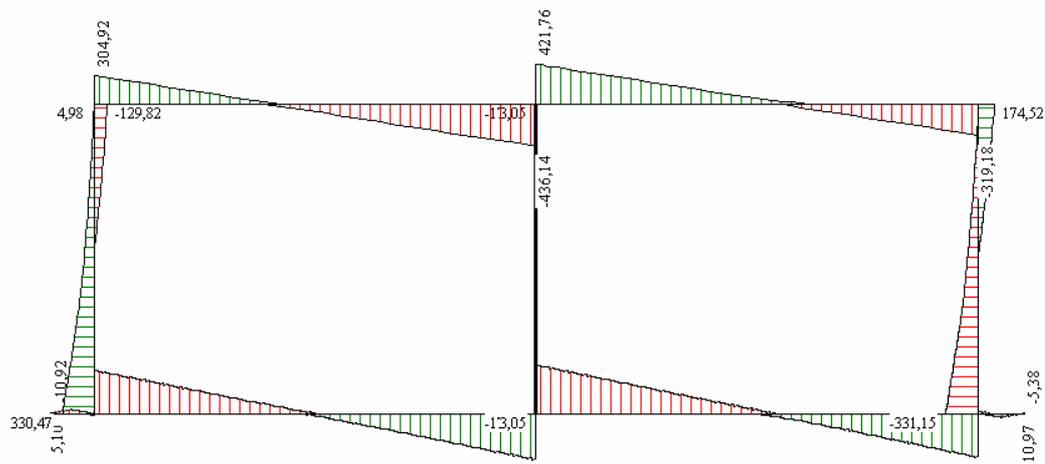
9.1 SOLLECITAZIONI – COMBINAZIONI A I, A III, A V

Momento flettente – Involuppo

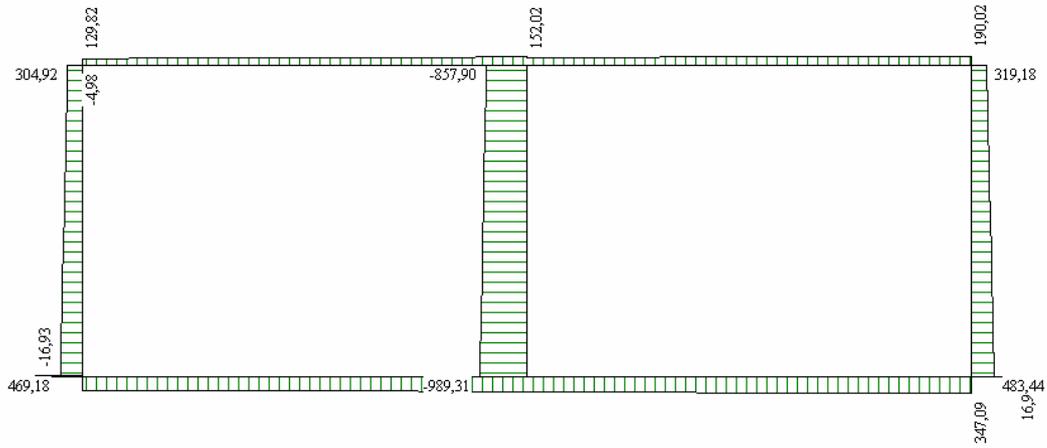
PROGETTAZIONE DEFINITIVA E S.I.A., COMPRESIVA DELLE INDAGINI NECESSARIE E DELLE PIRME INDICAZIONI SULLA SICUREZZA DELL'ADEGUAMENTO A 4 CORSIE (CATEGORIA B DEL D.M. 05/11/2001) DELL'ITINERARIO AGRIGENTO-CALTANISSETTA NEL TRATTO LUNGO LA S.S. 640 DI "PORTO EMPEDOCLE" DAL Km 44+000 ALLO SVINCOLO SULLA A/19.



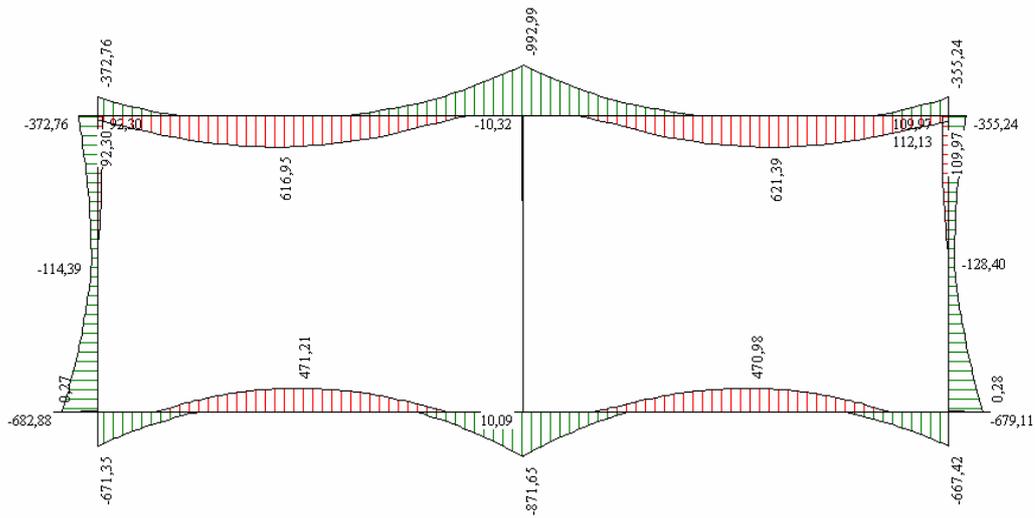
Taglio – Involuppo



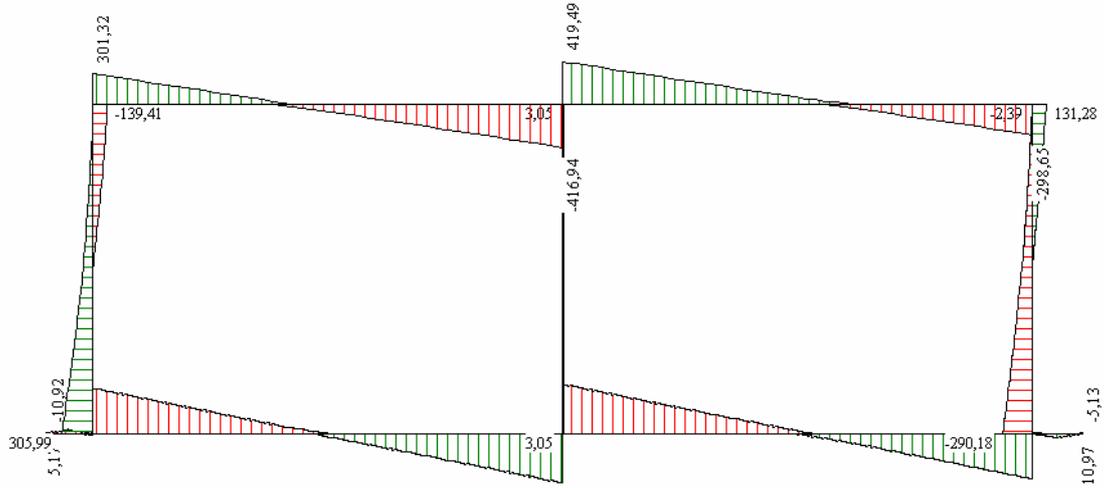
Sforzo Normale – Involuppo



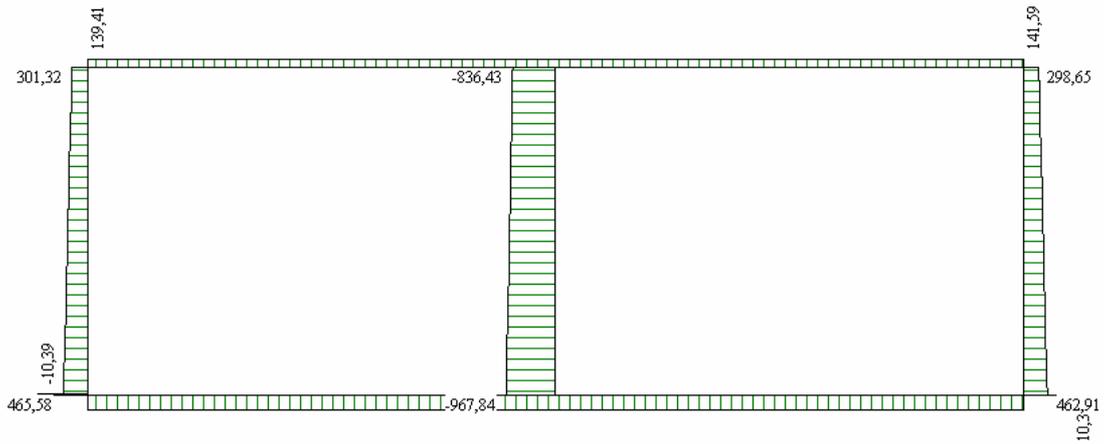
9.2 SOLLECITAZIONI – COMBINAZIONI F I, F III
Momento flettente – Inviluppo



Taglio – Inviluppo

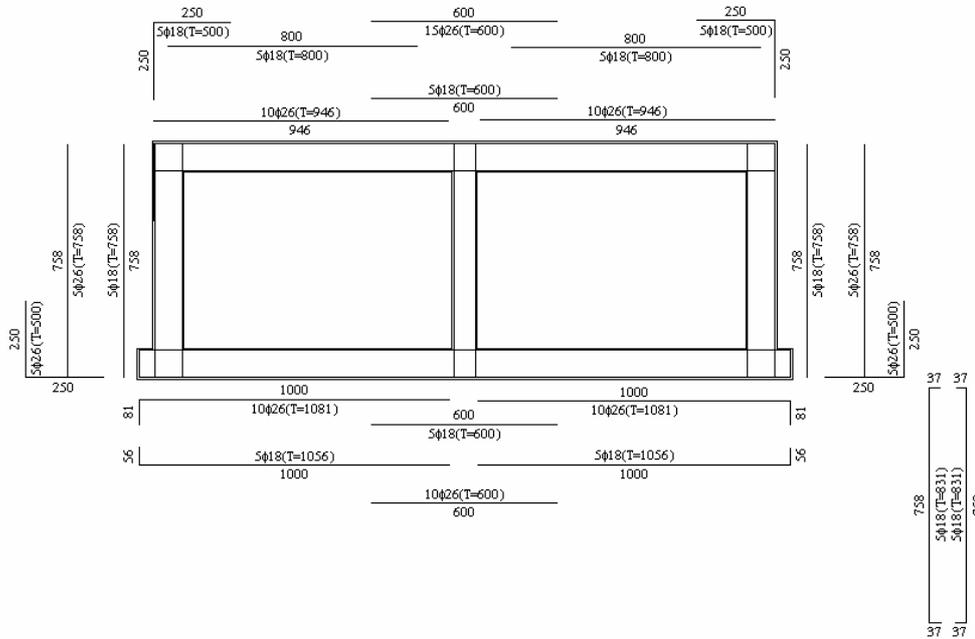


Sforzo Normale – Involuppo



9.3 COMPUTO

Distinta Armature



Computo dei ferri

Diametro [mm]	Lunghezza [m]	Peso [kN]
26,00	681,12	27,8392
18,00	454,50	8,9036

Computo delle quantità

Volume calcestruzzo in fondazione	mc	21.00
Volume calcestruzzo in elevazione	mc	35.96
Superficie casseri	mq	53.40
Acciaio per armature	Kg	3746.67

9.4 VERIFICHE A PRESSO FLESSIONE E TAGLIO

Riepilogo sollecitazioni

Sezione	N [kN]	M [kN m]	T [kN]
Fondazione : campata s. e d.	350,00	500,00	0,00
Fondazione : attacco Piedritti L.	350,00	725,00	430,00
Fondazione : attacco Piedritto C.	350,00	915,00	500,00
Piedritti L.: attacco Fondazione	480,00	740,00	320,00
Piedritto C.: attacco Fondazione	990,00	10,00	20,00
Piedritti L.: attacco Traverso	320,00	430,00	175,00
Traverso : attacco Piedritti L.	190,00	430,00	320,00
Traverso : attacco Piedritto C.	150,00	1030,00	420,00
Traverso : campata s. e d.	150,00	650,00	0,00

Verifiche

Le verifiche sono state condotte con riferimento alla distinta armature riportata nella figura precedente.

Sezione	B [cm]	H [cm]	σ_c [MPa]	σ_f [MPa]	τ_c [MPa]
Fondazione : campata s. e d.	100	100	3,70	95,00	0,00
Fondazione : attacco Piedritti L.	100	100	3,60	120,00	0,50
Fondazione : attacco Piedritto C.	100	100	5,00	130,00	0,56
Piedritti L.: attacco Fondazione	100	100	5,00	100,00	0,40
Piedritto C.: attacco Fondazione	100	80	1,50	23,00	0,03
Piedritti L.: attacco Traverso	100	100	2,50	60,00	0,14
Traverso : attacco Piedritti L.	100	100	2,10	135,00	0,33
Traverso : attacco Piedritto C.	100	100	6,60	150,00	0,55
Traverso : campata s. e d.	100	100	4,50	145,00	0,00

9.5 VERIFICHE A FESSURAZIONE

Il massimo valore di apertura delle fessure si riscontra nella fondazione ed è pari a :

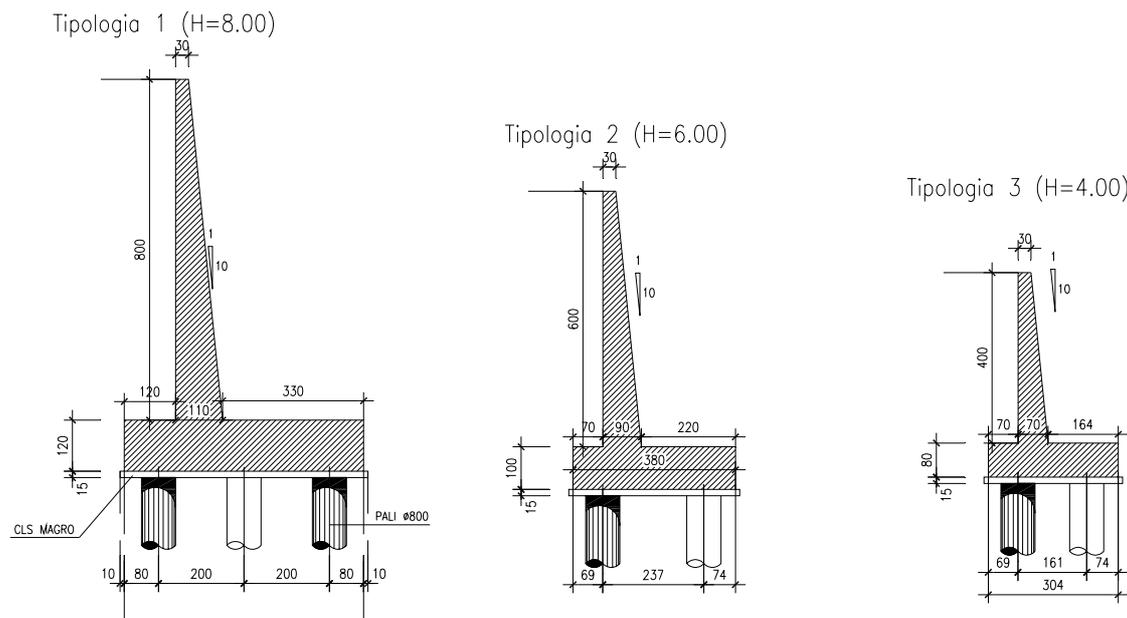
$$w_k = 0,140 \text{ mm} < w_{lim} = 0,15 \text{ mm}$$

10. MURI DI SOSTEGNO

Alle due estremità del sottopasso, sono previsti dei muri di sostegno fondati su pali. Tali opere hanno in compito di sostenere il rilevato stradale.

Ai fini del dimensionamento e delle verifiche di resistenza, sono state individuate tre tipologie.

La geometria delle tre tipologie si riportano nella figura seguente.



I pali sono del diametro di 800mm per tutte le tipologie.

I pali della tipologia 1 sono lunghi 18.m e sono disposti in tre fila.

I pali della tipologia 2 sono lunghi 15.m e sono disposti in due fila.

I pali della tipologia 3 sono lunghi 15.m e sono disposti anchessi in due fila.

Per maggiori dettagli relativi alla geometria delle opere in oggetto ci si riferisca agli elaborati grafici relativi

Le sollecitazioni, le verifiche di resistenza del muro e le verifiche dei pali sono riportate nell'allegato specifico.

ALLEGATO 1

Tabulato di calcolo sezione trasversale - Hr = 1,5 m

Geometria scatolare

Descrizione:	Scatolare pluriconnesso	
Altezza esterna	7,70	[m]
Larghezza esterna	20,00	[m]
Lunghezza mensola di fondazione sinistra	0,50	[m]
Lunghezza mensola di fondazione destra	0,50	[m]
Luce netta apertura sinistra	8,60	[m]
Spessore piedritto sinistro	1,00	[m]
Spessore piedritto destro	1,00	[m]
Spessore piedritto centrale	0,80	[m]
Spessore fondazione	1,00	[m]
Spessore traverso	1,00	[m]

Caratteristiche strati terreno

Strato di ricoprimento

Descrizione	Terreno di ricoprimento	
Spessore dello strato	1,50	[m]
Peso di volume	21,0000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	21,0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	33,00	[°]
Coesione	0,000	[MPa]

Strato di rinfiacco

Descrizione	Terreno di rinfiacco	
Peso di volume	19,0000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	19,0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	33,00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	0,00	[°]
Coesione	0,000	[MPa]
Costante di Winkler	0,001	[MPa/cm]

Strato di base

Descrizione	Terreno di base	
Peso di volume	20,0000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	20,0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	25,00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	25,00	[°]
Coesione	0,005	[MPa]
Costante di Winkler	0,020	[MPa/cm]
Tensione ammissibile	0,200	[MPa]

Caratteristiche materiali utilizzati

Materiale calcestruzzo

R _{bk} calcestruzzo	30,000	[MPa]
Peso specifico calcestruzzo	24,5170	[kN/mc]
Modulo elastico E	34287,606	[MPa]
Tensione ammissibile acciaio	180,000	[MPa]
Tensione ammissibile cls (σ _{amm})	9,707	[MPa]
Tensione tang.ammissibile cls (τ _{co})	0,596	[MPa]
Tensione tang.ammissibile cls (τ _{cl})	1,810	[MPa]
Coeff. omogeneizzazione cls tesoro/compresso (n')	0,50	
Coeff. omogeneizzazione acciaio/cls (n)	15,00	
Coefficiente dilatazione termica	0,0000120	

Condizioni di carico

Convenzioni adottate

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura

Carichi verticali positivi se diretti verso il basso

Carichi orizzontali positivi se diretti verso destra

Coppie concentrate positive se antiorarie

Ascisse X (esprese in m) positive verso destra

Ordinate Y (esprese in m) positive verso l'alto

Carichi concentrati espressi in kN

Coppie concentrate espressi in kNm

Carichi distribuiti espressi in kN/m

Simbologia adottata e unità di misura

Forze concentrate

X	ascissa del punto di applicazione dei carichi verticali concentrati
Y	ordinata del punto di applicazione dei carichi orizzontali concentrati
F _y	componente Y del carico concentrato
F _x	componente X del carico concentrato
M	momento

ANAS –Direzioe Generale

PROGETTAZIONE DEFINITIVA E S.I.A., COMPRESIVA DELLE INDAGINI NECESSARIE E DELLE PIRME INDICAZIONI SULLA SICUREZZA DELL'ADEGUAMENTO A 4 CORSIE (CATEGORIA B DEL D.M. 05/11/2001) DELL'ITINERARIO AGRIGENTO-CALTANISSETTA NEL TRATTO LUNGO LA S.S. 640 DI "PORTO EMPEDOCLE" DAL Km 44+000 ALLO SVINCOLO SULLA A/19.

Var term uniforme -15°	1.00	0.00	0.00
Var term a farfalla -2.5°	1.00	0.00	0.00

Combinazione n° 2 Tensioni ammissibili

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	0.70	0.70
Var term uniforme +15	1.00	0.00	0.00
Var term uniforme -15°	1.00	1.00	1.00
Var term a farfalla +2.5°	1.00	0.00	0.00
Var term a farfalla -2.5°	1.00	1.00	1.00
Ritiro soletta superiore	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 3 Tensioni ammissibili

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	0.70	0.70
Var term uniforme +15	1.00	1.00	1.00
Var term uniforme -15°	1.00	0.00	0.00
Var term a farfalla +2.5°	1.00	0.00	0.00
Var term a farfalla -2.5°	1.00	1.00	1.00
Ritiro soletta superiore	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 4 Tensioni ammissibili

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	0.70	0.70
Var term uniforme +15	1.00	0.00	0.00
Var term uniforme -15°	1.00	1.00	1.00
Var term a farfalla +2.5°	1.00	1.00	1.00
Var term a farfalla -2.5°	1.00	0.00	0.00
Ritiro soletta superiore	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 5 Tensioni ammissibili

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	0.70	0.70
Sovraccarichi Stradali	1.00	1.00	1.00
Var term uniforme +15	1.00	1.00	1.00
Var term a farfalla -2.5°	1.00	0.00	0.00
Frenatura	1.00	1.00	1.00
Spinta sovraccarico statico	1.00	1.00	1.00
Ritiro soletta superiore	1.00	1.00	1.00
Var term uniforme -15°	1.00	0.00	0.00
Var term a farfalla +2.5°	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 6 Tensioni ammissibili

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	0.70	0.70
Sovraccarichi Stradali	1.00	1.00	1.00
Var term uniforme -15°	1.00	1.00	1.00
Var term a farfalla +2.5°	1.00	0.00	0.00
Ritiro soletta superiore	1.00	1.00	1.00
Frenatura	1.00	1.00	1.00
Spinta sovraccarico statico	1.00	1.00	1.00
Var term uniforme +15	1.00	0.00	0.00
Var term a farfalla -2.5°	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 7 Tensioni ammissibili

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	0.70	0.70
Sovraccarichi Stradali	1.00	1.00	1.00
Var term uniforme -15°	1.00	0.00	0.00
Var term a farfalla -2.5°	1.00	1.00	1.00
Ritiro soletta superiore	1.00	1.00	1.00
Frenatura	1.00	1.00	1.00

Raggruppamento Temporaneo:

Technital S.p.A. (Capogruppo) – Delta Ingegneria – Infratec – Progin – S.I.S. srl

PROGETTAZIONE DEFINITIVA E S.I.A., COMPRESIVA DELLE INDAGINI NECESSARIE E DELLE PIRME INDICAZIONI SULLA SICUREZZA DELL'ADEGUAMENTO A 4 CORSIE (CATEGORIA B DEL D.M. 05/11/2001) DELL'ITINERARIO AGRIGENTO-CALTANISSETTA NEL TRATTO LUNGO LA S.S. 640 DI "PORTO EMPEDOCLE" DAL Km 44+000 ALLO SVINCOLO SULLA A/19.

Spinta sovraccarico statico	1.00	1.00	1.00
Var term uniforme +15	1.00	1.00	1.00
Var term a farfalla +2.5°	1.00	0.00	0.00

Combinazione n° 8 Tensioni ammissibili

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	0.70	0.70
Sovraccarichi Stradali	1.00	1.00	1.00
Var term uniforme +15	1.00	0.00	0.00
Var term uniforme -15°	1.00	1.00	1.00
Var term a farfalla +2.5°	1.00	1.00	1.00
Var term a farfalla -2.5°	1.00	0.00	0.00
Ritiro soletta superiore	1.00	1.00	1.00
Frenatura	1.00	1.00	1.00
Spinta sovraccarico statico	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 9 Tensioni ammissibili

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00
Sovraccarico sismico	1.00	1.00	1.00
Inerzia sismica	1.00	1.00	1.00
Sisma verticale verso il basso	1.00	1.00	1.00
Spinta sovraccarico sismico	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	0.70	0.70
Var term uniforme +15	1.00	1.00	1.00
Var term a farfalla +2.5°	1.00	0.00	0.00
Ritiro soletta superiore	1.00	1.00	1.00
Var term uniforme -15°	1.00	0.00	0.00
Var term a farfalla -2.5°	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 10 Tensioni ammissibili

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	0.70	0.70
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00
Var term uniforme +15	1.00	0.00	0.00
Var term uniforme -15°	1.00	1.00	1.00
Var term a farfalla +2.5°	1.00	1.00	1.00
Var term a farfalla -2.5°	1.00	0.00	0.00
Ritiro soletta superiore	1.00	1.00	1.00
Sovraccarico sismico	1.00	1.00	1.00
Inerzia sismica	1.00	1.00	1.00
Sisma verticale verso il basso	1.00	1.00	1.00
Spinta sovraccarico sismico	1.00	1.00	1.00

Analisi della spinta e verifiche

Simbologia adottata ed unità di misura

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti verso destra

Le forze verticali sono considerate positive se agenti verso il basso

X	ascisse (espresse in m) positive verso destra
Y	ordinate (espresse in m) positive verso l'alto
M	momento espresso in kNm
V	taglio espresso in kN
SN	sforzo normale espresso in kN
ux	spostamento direzione X espresso in cm
uy	spostamento direzione Y espresso in cm
σ_t	pressione sul terreno espressa in MPa

Tipo di analisi

Pressione in calotta	Pressione geostatica
Spinta sui piedritti	a Riposo [combinazione 1]
	a Riposo [combinazione 2]
	a Riposo [combinazione 3]
	a Riposo [combinazione 4]
	a Riposo [combinazione 5]
	a Riposo [combinazione 6]
	a Riposo [combinazione 7]
	Attiva [combinazione 8]

Raggruppamento Temporaneo:

Technital S.p.A. (Capogruppo) – Delta Ingegneria – Infratec – Progin – S.I.S. srl

ANAS –Direzioe Generale

PROGETTAZIONE DEFINITIVA E S.I.A., COMPRESIVA DELLE INDAGINI NECESSARIE E DELLE PIRME INDICAZIONI SULLA SICUREZZA DELL'ADEGUAMENTO A 4 CORSIE (CATEGORIA B DEL D.M. 05/11/2001) DELL'ITINERARIO AGRIGENTO-CALTANISSETTA NEL TRATTO LUNGO LA S.S. 640 DI "PORTO EMPEDOCLE" DAL Km 44+000 ALLO SVINCOLO SULLA A/19.

		Attiva [combinazione 9]
		a Riposo [combinazione 10]
<u>Sisma</u>		
Coefficiente di intensità sismica (percento)		4.00
Spinta sismica		Mononobe-Okabe
Pressione in calotta(solo peso terreno)		0,0315000
Angolo diffusione sovraccarico		0,00 [°]
<u>Coefficienti di spinta</u>		
<u>N°combinazione</u>	<u>Statico</u>	<u>Sismico</u>
1	0,455	0,000
2	0,455	0,000
3	0,455	0,000
4	0,455	0,000
5	0,455	0,000
6	0,455	0,000
7	0,455	0,000
8	0,295	0,000
9	0,295	0,318
10	0,455	0,478
<u>Discretizzazione strutturale</u>		
Numero elementi fondazione		218
Numero elementi traverso		100
Numero elementi piedritto sinistro		68
Numero elementi piedritto destro		68
Numero elementi piedritto centrale		68
Numero molle fondazione		219
Numero molle piedritto sinistro		69
Numero molle piedritto destro		69

Raggruppamento Temporaneo:

Technital S.p.A. (Capogruppo) – Delta Ingegneria – Infratec – Progin – S.I.S. srl

ANAS –Direzione Generale

PROGETTAZIONE DEFINITIVA E S.I.A., COMPRESIVA DELLE INDAGINI NECESSARIE E DELLE PIRME INDICAZIONI SULLA SICUREZZA DELL'ADEGUAMENTO A 4 CORSIE (CATEGORIA B DEL D.M. 05/11/2001) DELL'ITINERARIO AGRIGENTO-CALTANISSETTA NEL TRATTO LUNGO LA S.S. 640 DI "PORTO EMPEDOCLE" DAL Km 44+000 ALLO SVINCOLO SULLA A/19.

Inviluppo spostamenti nodali

Inviluppo spostamenti fondazione

X [m]	u _{xmin} [cm]	u _{xmax} [cm]	u _{ymin} [cm]	u _{ymax} [cm]
0,00	11,5916	30,8295	5,2298	6,1176
10,50	11,5858	30,8207	5,2032	6,2250
20,92	11,5801	30,8112	5,1718	6,4581

Inviluppo spostamenti trasverso

X [m]	u _{xmin} [cm]	u _{xmax} [cm]	u _{ymin} [cm]	u _{ymax} [cm]
1,00	11,5103	31,2077	5,2442	6,1101
10,50	11,5607	30,9173	5,2200	6,2475
20,00	11,4304	30,6263	5,1923	6,4129

Inviluppo spostamenti piedritto sinistro

Y [m]	u _{xmin} [cm]	u _{xmax} [cm]	u _{ymin} [cm]	u _{ymax} [cm]
0,50	11,5917	30,8295	5,2387	6,1025
3,85	11,5239	31,0006	5,2419	6,1067
7,20	11,5103	31,2077	5,2442	6,1101

Inviluppo spostamenti piedritto centrale

Y [m]	u _{xmin} [cm]	u _{xmax} [cm]	u _{ymin} [cm]	u _{ymax} [cm]
0,50	11,5858	30,8207	5,2032	6,2250
3,85	11,5732	30,8694	5,2120	6,2367
7,20	11,5607	30,9173	5,2200	6,2475

Inviluppo spostamenti piedritto destro

Y [m]	u _{xmin} [cm]	u _{xmax} [cm]	u _{ymin} [cm]	u _{ymax} [cm]
0,50	11,5801	30,8112	5,1867	6,4051
3,85	11,6059	30,7339	5,1899	6,4094
7,20	11,4304	30,6263	5,1923	6,4129

Inviluppo sollecitazioni nodali

Inviluppo sollecitazioni fondazione

X [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0,00	0,00	0,00	4,36	5,10	-16,93	-6,37
10,50	-914,56	-501,60	-498,48	-370,37	184,30	337,77
21,00	0,00	0,00	-5,38	-4,31	6,36	16,92

Inviluppo sollecitazioni trasverso

X [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
1,00	-343,03	92,30	203,35	304,92	-4,98	129,82
10,50	-977,75	-360,55	312,93	421,76	16,01	152,02
20,00	-426,76	109,97	-319,18	-200,46	16,20	190,02

Inviluppo sollecitazioni piedritto sinistro

Y [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0,50	-737,96	-442,75	173,73	330,47	367,62	469,18
3,85	-168,50	-21,75	8,32	107,05	285,49	387,05
7,20	-343,03	92,30	-129,82	4,98	203,35	304,92

Inviluppo sollecitazioni piedritto centrale

Y [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0,50	-58,18	10,09	-3,05	17,01	754,25	989,31
3,85	-1,22	1,87	-3,05	17,01	688,55	923,60
7,20	-10,32	55,82	-3,05	17,01	622,84	857,90

Inviluppo sollecitazioni piedritto destro

Y [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0,50	-708,37	-443,12	-331,15	-180,01	364,72	483,44
3,85	-144,10	-18,68	-105,31	5,09	282,59	401,31
7,20	-426,76	109,97	9,91	174,52	200,46	319,18

ALLEGATO 2

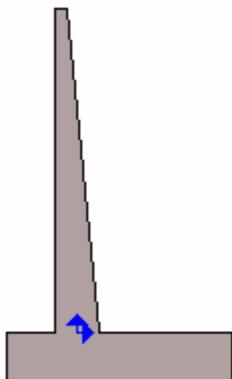
Tabulato di calcolo Muro di sostegno (Tipologia 1 H = 8.00 m)

2 Geometria del muro

La descrizione della geometria del muro si avvale di una duplice rappresentazione, una schematica, tramite la sezione trasversale, e l'altra in forma analitica tramite le dimensioni principali degli elementi costituenti.

2.1 Sistema di riferimento

Nella seguente rappresentazione schematica viene rappresentata la posizione e l'orientamento del sistema di riferimento rispetto ai vertici principali della sagoma del muro.



Sistema di riferimento adottato per le coordinate:

Ascisse X (espresse in centimetri) positive verso destra

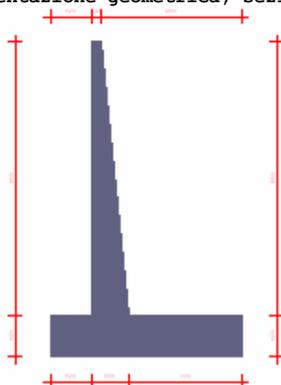
Ordinate Y (espresse in centimetri) positive verso l'alto

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da sinistra verso destra

Le forze verticali sono considerate positive se agenti dal basso verso l'alto

Tutti i valori in output sono riferiti ad 1 centimetro di muro.

2.2 Rappresentazione geometrica, sezione trasversale



2.3 Rappresentazione analitica

Il muro viene convenzionalmente diviso in blocchi principali ed eventuali accessori.

2.4 Ingombro globale

Larghezza totale del muro : 560 cm
 Altezza totale del muro : 920 cm
 Peso specifico del muro : 2500 daN/m³

2.5 Paramento

Base inf. : 110 cm
 Base sup. : 30 cm
 Altezza : 800 cm
 Disassamento : -40 cm

2.6 Mensola sinistra in fondazione

Larghezza : 120 cm
 Alt.interna : 120 cm
 Alt.esterna : 120 cm
 Disassamento : 0 cm

2.7 Zoccolo centrale in fondazione

Larghezza : 110 cm
 Altezza a sx : 120 cm
 Altezza a dx : 120 cm
 Sfalsamento : 0 cm

2.8 Mensola destra in fondazione

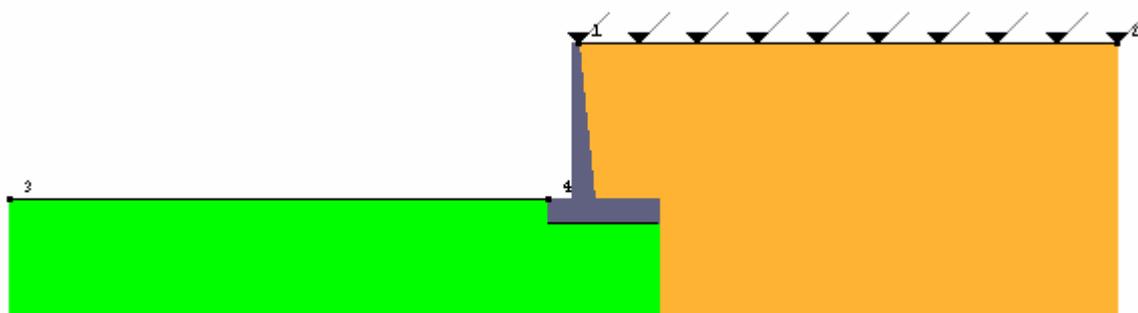
Larghezza : 330 cm
 Alt.interna : 120 cm
 Alt.esterna : 120 cm
 Disassamento : 0 cm

3 Tabella dei terreni

N	Denominazione	Gamma sat daN/m3	Gamma sec daN/m3	Ang.attrito (gradi)	Coesione daN/cm2	Modulo E daN/cm2	Modulo G daN/cm2
1	rilevato	2150	1950	30.00	0.00	900	345
2	fondazione	2500	1800	25.00	0.00	500	200

4 Geometria degli strati

Vengono mostrate in forma tabellare le sequenze di punti che costituiscono le poligoni di separazione degli strati di terreno.



Strato n.1, materiale sottostante: rilevato

Progressivo	N.	X cm	Y cm
1	1	-25	800
2	2	2735	800

Strato n.2, materiale sottostante: fondazione

Progressivo	N.	X cm	Y cm
1	3	-2935	0
2	4	-175	0

Strato n.3, materiale sottostante: fondazione
 Stratigrafia adattata al profilo del muro.

Progressivo	N.	X cm	Y cm
1	-	-175	-120
2	-	-55	-120
3	-	55	-120
4	-	385	-120

5 Geometria dei carichi

5.1 Carichi uniformi

Carico uniforme a monte : -0.1 daN/cm2

6 Analisi delle azioni e verifiche

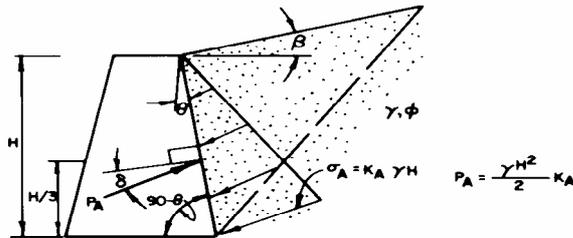
6.1 Criteri di verifica e parametri geotecnici

Normativa adottata per le verifiche locali : Norma Italiana (D.M.11-3-1988 e D.M.9-1-1996)
 Metodo di calcolo della spinta : Coulomb
 Metodo di verifica portanza del terreno : Brinch-Hansen
 Coefficiente di attrito terreno-fondazione : 0
 Moltiplicatore spinta passiva per traslazione : 0.4

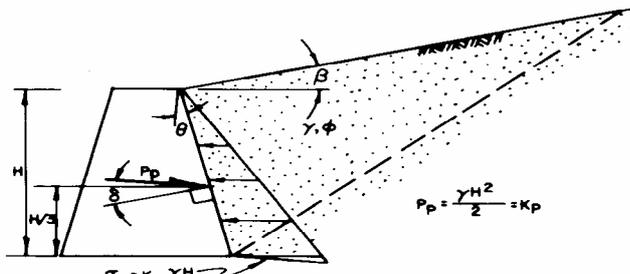
Moltiplicatore spinta passiva per rotazione : 0.4
 Moltiplicatore spinta passiva per portanza terreno : 0.4
 Moltiplicatore spinta passiva per equilibrio : 0.4
 Lunghezza Fondazione per verifica carico limite : 60000 cm
 Sigma ammissibile terreno di fondazione : 3 daN/cm2

6.2 Metodo di calcolo delle pressioni

La teoria di Coulomb fa uso del metodo dell'equilibrio limite e considera l'equilibrio globale del cuneo di spinta alle spalle del muro di sostegno sottoposto alla forza nota del peso proprio ed alle due forze, note solo in direzione, costituite dalla reazione del terreno lungo la superficie di scorrimento e dalla spinta attiva agente sul paramento del muro.



$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta + \delta) \left[1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\theta + \delta) \cos(\theta - \beta)} \right]^2}$$



$$K_P = \frac{\cos^2(\theta + \phi)}{\cos^2 \theta \cos(\theta - \delta) \left[1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi + \beta)}{\cos(\theta - \delta) \cos(\theta - \beta)} \right]^2}$$

K_p VALUES ARE SATISFACTORY FOR $\delta \leq \phi/3$ BUT ARE UNCONSERVATIVE FOR $\delta > \phi/3$ AND THEREFORE SHOULD NOT BE USED.

Le ipotesi che stanno alla base del metodo, nella generalizzazione analitica di Muller/Breslau, sono:
 Terreno isotropo, omogeneo e dotato di attrito e/o coesione.
 Terreno che, a causa degli spostamenti del muro, si trova in uno stato di equilibrio plastico.
 Superficie di rottura piana.
 Superficie superiore del cuneo anche inclinata ma di forma piana.
 La resistenza per attrito e per coesione si sviluppa uniformemente lungo la superficie di rottura.
 Può esistere attrito tra paramento del muro e terreno, che si sviluppa al primo spostamento del muro.
 Il paramento del muro può essere inclinato ma non spezzato in più parti.
 Scrivendo le equazioni di equilibrio lungo la superficie di rottura unitamente alla condizione di rottura sopra menzionata e massimizzando la spinta derivante dal calcolo al variare dell'angolo si perviene all'equazione della spinta attiva:

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma \cdot h^2 \cdot K_a$$

dove K_a è il coefficiente di spinta attiva, usualmente scritto in funzione della geometria del problema in una delle varie forme presenti in letteratura, ad esempio la seguente:

$$K_a = \frac{1}{\sin(\varrho - \delta)} \cdot \frac{\sin^2(\varrho + \phi)}{\left[\sin \varrho \cdot \left(1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \varepsilon)}{\sin(\varrho - \delta) \cdot \sin(\varrho + \varepsilon)} \right) \right]^2}$$

I simboli usati in questa formulazione sono:

θ = angolo che il paramento del muro forma con l'orizzontale.
 δ = angolo di attrito terreno-muro.

ε = angolo che il profilo del terrapieno forma con l'orizzontale.

ϕ = angolo di attrito interno del terreno.

Utilizzando la medesima formulazione della spinta attiva e minimizzando la spinta conseguente al variare dell'angolo, si perviene all'equazione della spinta passiva:

$$P_p = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \cdot K_p$$

dove K_p è il coefficiente di spinta passiva, usualmente scritto in funzione della geometria del problema in una delle varie forme presenti in letteratura, ad esempio la seguente:

$$K_p = \frac{1}{\sin(\varrho - \delta)} \cdot \frac{\sin^2(\varrho + \phi)}{\left[\sin \varrho \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \varepsilon)}{\sin(\varrho - \delta) \cdot \sin(\varrho + \varepsilon)}} \right) \right]^2}$$

I simboli usati in questa formulazione sono gli stessi del caso attivo.

Questa teoria ci fornisce il valore in modulo della spinta, attiva o passiva, la sua direzione, normale al paramento ma incrementata dell'angolo di attrito \square (muro-terreno), ed il punto di applicazione, posto a 2/3 della profondità considerata (quindi ad 1/3 dell'altezza del muro partendo dalla base, indipendentemente dall'inclinazione del paramento).

6.3 Metodo di calcolo della portanza

La capacità portante viene valutata attraverso la formula di Brinch-Hansen, nel caso generale:

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

Nel caso di terreno eminentemente coesivo ($\square = 0$) tale relazione diventa:

$$Q_{lim} = (2 + \pi) \cdot c_u \cdot (1 + s'_c + d'_c - i'_c - b'_c - g'_c) + q$$

dove:

\square = peso di volume dello strato di fondazione;

B = larghezza efficace della fondazione (depurata dell'eventuale eccentricità del carico $B = B_f - 2e$);

L = lunghezza efficace della fondazione (depurata dell'eventuale eccentricità del carico $L = L_f - 2e$);

c = coesione dello strato di fondazione;

c_u = coesione non drenata dello strato di fondazione;

q = sovraccarico del terreno sovrastante il piano di fondazione;

N_y, N_c, N_q = fattori di capacità portante;

s_y, s_c, s_q = fattori di forma della fondazione;

d_y, d_c, d_q = fattori di profondità del piano di posa della fondazione.

i_y, i_c, i_q = fattori di inclinazione del carico;

b_y, b_c, b_q = fattori di inclinazione della base della fondazione;

g_y, g_c, g_q = fattori di inclinazione del piano campagna;

Per la teoria di Brinch-Hansen i coefficienti sopra definiti assumono le espressioni che seguono:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot ctg \phi; \quad N_q = tg^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \cdot e^{(\pi \cdot tg \phi)}; \quad N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot tg \phi$$

$$s_c = 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c}; \quad s'_c = 0.2 \cdot \frac{B}{L}; \quad s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot tg \phi; \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot k; \quad d'_c = 0.4 \cdot k; \quad d_q = 1 + 2 \cdot k \cdot tg \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2; \quad d_\gamma = 1$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}; \quad i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{B \cdot L \cdot c_a}}; \quad i_q = \left(1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot ctg \phi} \right)^5;$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot ctg \phi} \right)^5 \quad (\text{se } \square = 0); \quad i_\gamma = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta^\circ / 45^\circ) \cdot H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot ctg \phi} \right)^5 \quad (\text{se } \square > 0)$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}; \quad g'_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}; \quad g_q = (1 - 0.5 \cdot tg \beta)^\circ; \quad g_\gamma = g_q$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^o}{147^o}; \quad b'_c = \frac{\eta^o}{147^o}; \quad b_q = e^{(-2 \cdot \eta \cdot tg \phi)}; \quad b_\gamma = e^{(-2.7 \cdot \eta \cdot tg \phi)}$$

$$k = \frac{D}{B_f} \quad \left(\text{se } \frac{D}{B_f} \leq 1 \right); \quad k = \arctg \left(\frac{D}{B_f} \right) \quad \left(\text{se } \frac{D}{B_f} > 1 \right)$$

dove:
 = angolo di attrito dello strato di fondazione;
 ca = aderenza alla base della fondazione;
 = inclinazione del piano di posa della fondazione sull'orizzontale (= 0 se orizzontale);
 = inclinazione del pendio;
 H = componente orizzontale del carico trasmesso sul piano di posa della fondazione;
 V = componente verticale del carico trasmesso sul piano di posa della fondazione;
 D = profondità della fondazione.
 * non usare i coeff. si insieme a ii.
 6.4 Riepilogo delle azioni

Descrizione	xp	yp	Fx	Fy
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	50	114	0	-308
Peso proprio del terreno a monte	199	414	0	-577.2
Spinta del terreno a monte	385	220	-326.35	-13.05
Spinta del terreno a valle	0	-80	31.93	0
Carichi su terreno a monte	180	0	0	-41
Forza di inerzia dovuta al muro	50	114	-12.32	0
Forza di inerzia dovuta al terreno a monte	199	414	-23.09	0

Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle : 119021 daN cm
 Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle : -300373 daN cm
 Sforzo normale sul piano di posa della fondazione : -939 daN
 Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione: 349 daN
 Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione : 86.9 cm
 Inclinazione della risultante rispetto alla normale : 20.4 °
 Momento rispetto al baricentro della fondazione : 81639 daN cm
 Carico ultimo della fondazione : 540.6 daN/cm

Coefficienti	Coesione	Sovraccarico	Attrito
Coefficienti di capacità portante	Nc= 21	Nq= 11	Ng= 7
Coefficienti di forma	sc= 1	sq= 1	sg= 1
Coefficienti di profondità	dc= 1.09	dq= 1.07	dg= 1
Coefficienti di inclinazione del carico	ic= 0.29	iq= 0.36	ig= 0.22
Coefficienti di inclinazione del piano di posa della fondazione	bc= 1	bq= 1	bg= 1
Coefficienti di inclinazione del pendio	gc= 1	gq= 1	gg= 1

6.5 Verifiche

6.5.1 Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente : 560 cm
 Tensione terreno allo spigolo di valle : 3.24 daN/cm²
 Tensione terreno allo spigolo di monte : 0.12 daN/cm²

6.5.2 Coefficienti di sicurezza

Non è stato calcolato alcun coefficiente di sicurezza, poichè non si possono effettuare in in maniera standard le verifiche a traslazione, rotazione e carico limite per la presenza di vincoli esterni.

7 Distribuzioni di pressioni

Le distribuzioni delle pressioni esercitate dai terreni circostanti il muro sono date attraverso un insieme di segmenti generalmente coincidenti i profili laterali dell'intervento murario. Ogni segmento presenta una distribuzione lineare di pressione che può variare vettorialmente da un valore (VX1, VY1) sino ad un valore (VX2, VY2). Le distribuzioni di pressione sono fornite per causa originante (pressione del terreno o pressione dell'acqua) e sommate globalmente.

7.1.1 Coefficienti di spinta sul paramento a monte

N.	coordinate				coefficiente
	X1	Y1	X2	Y2	Ka
1	-25	800	55	0	0.37

7.1.2 Coefficienti di spinta sul paramento a valle

N.	coordinate	coefficiente
----	------------	--------------

	X1	Y1	X2	Y2	Kp
1	0	0	0	0	0

7.1.3 Coefficienti di spinta a monte

N.	coordinate				coefficiente
	X1	Y1	X2	Y2	Ka
1	385	800	385	-120	0.33

7.1.4 Coefficienti di spinta a valle

N.	coordinate				coefficiente
	X1	Y1	X2	Y2	Kp
1	175	0	175	-120	2.46

7.3 Normativa sismica

E' stata applicata la normativa sismica riferita al D.M. del 9-1-1996.

Sisma verticale: disattivato

Sisma orizzontale: attivato

Grado di sismicità : 6

Coefficiente m : 1

Coefficiente di risposta : 1

Coefficiente di protezione sismica : 1

In zona sismica per l'opera di sostegno viene valutato l'incremento sismico da dare alle spinte secondo quanto previsto dalla normativa (D.M. 16/1/1996, paragrafo D).

Chiamando F la spinta in condizioni statiche l'incremento sismico è dato da

$$\Delta F = F_s - F$$

in cui F_s è la spinta esercitata dal terreno in condizioni sismiche.

$$F_s = A \cdot F'$$

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos \theta}$$

$$\theta = \arctg(C)$$

$$C = \frac{S - 2}{100}$$

dove

S = grado di sismicità;

F' = spinta del terreno calcolata per α e per β .

α = angolo formato dall'intradosso del muro con la verticale;

β = angolo formato dalla superficie del terreno con l'orizzontale.

Tale incremento di spinta viene applicato ad una distanza dalla base del muro pari a 2/3 dell'altezza del muro stesso.

Si considera inoltre una forza d'inerzia orizzontale applicata nel baricentro dei pesi

$$F_i = C \cdot W$$

con W pari al peso proprio del muro e di tutti i pesi e carichi permanenti sovrastanti la zattera di fondazione.

Nel caso di presenza di falda viene considerato un incremento di spinta dovuta al sisma, applicata a $0.4 \cdot h_w$ (altezza della falda dalla base della fondazione), pari a

$$F_w = \frac{7}{12} \cdot C \cdot \gamma_w \cdot h_w^2$$

Stabilità globale

Ai fini della verifica di stabilità globale dell'opera vengono aggiunte nel baricentro dei conci le seguenti azioni:

In presenza di sisma verticale vengono considerati gli effetti sismici secondo la normativa D.M.

16/1/96 associando ai pesi dei conci un sistema di forze verticali la cui risultante è data da:

$$F_v = m \cdot C \cdot I \cdot W$$

Essendo:

m = coefficiente sismico per forze verticali (in genere $m = 2$);
 C = $(S - 2) / 100$ il coefficiente d'intensità sismica;
 S = grado di sismicità ($S \geq 2$);
 I = coefficiente di protezione sismica;
 W = peso complessivo del concio.

Tale insieme di forze è considerato diretto verso l'alto e verso il basso dando origine in questo modo a due distinte combinazioni di carichi, con conseguente doppia analisi di stabilità per ogni centro, di cui viene considerato il coefficiente di sicurezza minore.

In presenza di sisma orizzontale viene associato ai pesi dei conci un sistema di forze orizzontali la cui risultante viene valutata con l'espressione:

$$F_h = C \cdot R \cdot I \cdot W$$

dove R è il coefficiente di risposta relativo alla direzione considerata.

In presenza simultanea di sisma verticale e orizzontale viene associato contemporaneamente il sistema delle forze F_v e F_h ai pesi dei conci, dando luogo ad una doppia combinazione dei carichi.

7.4 Parametri per dimensionamento armatura

Metodo di calcolo: Tensioni ammissibili D.M. 9-1-96, D.M. 14-2-92

Rck (resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo) : 300 daN/cm²
 Modulo elastico longitudinale E_c : 312202 daN/cm²
 Sigma ammissibile calcestruzzo : 97.5 daN/cm²
 Rapporto E_a/E_c per verifiche di resistenza : 15
 Rapporto E_a/E_c per verifiche in esercizio : 7
 Sigma ammissibile acciaio : 2000 daN/cm²
 Coefficiente Beta2 per calcolo ampiezza fessure : 0.5
 Riduzione della tau di aderenza per cattiva aderenza : 0.7
 $f_{ct,eff}/f_{ctm}$ per calcolo ampiezza fessure : 1.2
 Ampiezza limite delle fessure : 0.15 mm

7.5 Sollecitazioni e verifiche

Tutte le verifiche sono riferite su sezioni di profondità nominale di un metro.

Significato dei simboli:

X: ascissa del baricentro della sezione
 Y: ordinata del baricentro della sezione
 H: altezza della sezione
 As: area efficace dello strato superiore per metro
 Cs: copriferro medio dello strato superiore
 Ai: area efficace dello strato inferiore per metro
 Ci: copriferro medio dello strato inferiore
 M: momento flettente
 N: sforzo normale
 T: taglio
 σ_{mac} : compressione massima sul calcestruzzo
 σ_{maf} : trazione massima sull'armatura
 tau: tensione tangenziale massima
 σ_{rm} : interasse delle fessure
 Wk: ampiezza caratteristica delle fessure
 ok: stato di verifica

Paramento

Il diagramma che segue mostra qualitativamente l'andamento delle principali sollecitazioni per il paramento.

X	Y	H	As	Cs	Ai	Ci	M	N	σ_{maf}	σ_{mac}	T	tau
cm	cm	cm	cm ²	cm	cm ²	cm	daN cm	daN	daN/cm ²	daN/cm ²	daN	daN/cm ²
0	0	110	53.1	5	53.1	5.3	11809099	-9545	2227	-59	34678	3.69
-3	60	104	18.2	5	46.7	5.6	10061749	-9506	2326	-68	29746	3.37
-4	90	101	19	5.1	53.1	5.6	9248568	-9711	1949	-63	27312	3.19
-6	120	98	19	5.1	53.1	5.6	8465722	-9758	1840	-61	25320	3.05
-7	150	95	19	5.1	53.1	5.5	7717526	-10023	1729	-59	25320	3.15
-9	180	92	19	5.1	53.1	5.5	7012182	-9778	1625	-56	23573	3.04
-10	210	89	19	5.1	53.1	5.5	6339162	-9355	1523	-54	21996	2.93
-12	240	86	19	5.1	53.1	5.5	5697524	-8803	1421	-51	20552	2.84
-13	270	83	19	5.1	53.1	5.5	5086206	-8163	1320	-49	19226	2.76
-15	300	80	19	5.1	53.1	5.5	4509039	-8218	1214	-46	19226	2.87
-16	330	77	19	5.1	53.1	5.5	3963319	-7507	1115	-43	18009	2.8
-18	360	74	19	5.1	53.1	5.5	3442381	-6780	1013	-40	16898	2.75

ANAS –Direzione Generale

PROGETTAZIONE DEFINITIVA E S.I.A., COMPRESIVA DELLE INDAGINI NECESSARIE E DELLE PIRME INDICAZIONI SULLA SICUREZZA DELL'ADEGUAMENTO A 4 CORSIE (CATEGORIA B DEL D.M. 05/11/2001) DELL'ITINERARIO AGRIGENTO-CALTANISSETTA NEL TRATTO LUNGO LA S.S. 640 DI "PORTO EMPEDOCLE" DAL Km 44+000 ALLO SVINCOLO SULLA A/19.

-19	390	71	19	5.1	53.1	5.5	2950038	-6053	910	-37	15345	2.61
-21	419	68	19	5.1	53.1	5.5	2491577	-5338	808	-34	13893	2.47
-22	449	65	19	5.1	53.1	5.5	2074669	-5347	703	-31	13893	2.6
-24	479	62	19	5.2	53.1	5.5	1701926	-4650	609	-27	11998	2.36
-25	509	59	19	5.2	53.1	5.5	1369092	-3979	518	-24	10204	2.12
-27	539	56	19	5.2	53.1	5.4	1074767	-3339	432	-21	8512	1.87
-28	569	53	19	5.2	53.1	5.4	819260	-3373	346	-18	8512	1.99
-30	599	50	19	5.2	53.1	5.4	609810	-2752	276	-15	6922	1.73
-31	629	47	19	5.2	53.1	5.4	433015	-2169	210	-12	5433	1.45
-33	659	44	19	5.2	53.1	5.4	287485	-1624	151	-9	4045	1.17
-34	689	41	19	5.2	53.1	5.4	171830	-1115	98	-6	2759	0.86
-36	719	38	19	5.2	53.1	5.4	89057	-1115	52	-4	2759	0.94
-37	749	35	19	5.2	47.2	5.4	37425	-642	26	-2	1575	0.59
-40	800	30	0	0	0	0						

Mensola di fondazione a valle (mensola sinistra)

Il diagramma che segue mostra qualitativamente l'andamento delle principali sollecitazioni per il basamento.

X	Y	H	As	Cs	Ai	Ci	M	N	sigmaf	sigmac	T	tau
cm	cm	cm	cm2	cm	cm2	cm	daN cm	daN	daN/cm2	daN/cm2	daN	daN/cm2
-175	-60	120	0	0	0	0						
-145	-60	120	53.1	5.3	53.1	5.5	-221023	-4223	11	-1	5448	0.53
-115	-60	120	53.1	5.3	53.1	5.5	1233468	9429	303	-4	61265	5.94
-85	-60	120	53.1	5.3	53.1	5.5	-5513964	-23666	787	-26	219601	21.27
-55	-60	120	79.6	5.3	53.1	5.5	1182657	-6269	156	-5	322772	31.31

Zoccolo centrale

X	Y	H	As	Cs	Ai	Ci	M	N	sigmaf	sigmac	T	tau
cm	cm	cm	cm2	cm	cm2	cm	daN cm	daN	daN/cm2	daN/cm2	daN	daN/cm2
-55	-60	120	79.6	5.3	53.1	5.5	1182657	-6269	156	-5	322772	31.31
-25	-60	120	79.6	5.3	53.1	5.5	1182657	-6269	156	-5	322772	31.31
5	-60	120	79.6	5.3	53.1	5.5	-6395523	24096	904	-22	58148	5.63
35	-60	120	79.6	5.3	53.1	5.5	-6395523	24096	904	-22	58148	5.63
55	-60	120	79.6	5.3	53.1	5.5	-6395523	24096	904	-22	58148	5.63

Mensola di fondazione a monte (mensola destra)

X	Y	H	As	Cs	Ai	Ci	M	N	sigmaf	sigmac	T	tau
cm	cm	cm	cm2	cm	cm2	cm	daN cm	daN	daN/cm2	daN/cm2	daN	daN/cm2
55	-60	120	79.6	5.3	53.1	5.5	-6395523	24096	904	-22	58148	5.63
85	-60	120	79.6	5.3	53.1	5.5	-5827812	14724	783	-21	75282	7.29
115	-60	120	79.6	5.3	53.1	5.5	-8091799	-2601	961	-31	109226	10.58
145	-60	120	79.6	5.3	53.1	5.5	-4529276	11012	606	-16	93689	9.08
175	-60	120	79.6	5.3	53.1	5.5	-2850905	10216	400	-10	65002	6.3
205	-60	120	79.6	5.3	53.1	5.5	-1537887	6855	224	-5	48062	4.66
235	-60	120	79.6	5.3	53.1	5.5	-137766	10879	84	0	48245	4.67
265	-60	120	79.6	5.3	53.1	5.5	-793567	41644	352	0	35592	34.45
295	-60	120	79.6	5.3	53.1	5.5	5059562	24979	1115	-17	137516	13.34
325	-60	120	79.6	5.3	53.1	5.5	-2532757	-22467	193	-11	124019	12.01
355	-60	120	79.6	5.3	26.5	5.5	-357277	-8093	11	-2	11966	1.16
385	-60	120	0	0	0	0						

7.6 Dimensionamento pali

Semina di pali n.1

Palo in CA

Diametro esterno

: 80 cm

Lunghezza esterna

: 1800 cm

Interasse tra pali

: 240 cm

Spostamento dal bordo sinistro

: 40 cm

Sfalsamento rispetto a sezione iniziale

: 0 cm

Inclinazione

: 0 °

Numero di frazioni FEM

: 10

Sollecitazioni in testa al palo

Vengono elencate in forma tabellare le sollecitazioni del palo nel nodo di collegamento con la mensola di fondazione. Per ogni palo appartenente alla semina viene data la sollecitazione per ogni combinazione di carico presente. L'identificazione del palo nella semina è possibile tramite la posizione rispetto alla sezione iniziale del muro. I valori momento e taglio sono specificati in valore assoluto.

Pos	Comb	N	M	T
-----	------	---	---	---

ANAS –Direzioe Generale

PROGETTAZIONE DEFINITIVA E S.I.A., COMPRESIVA DELLE INDAGINI NECESSARIE E DELLE PIRME INDICAZIONI SULLA SICUREZZA DELL'ADEGUAMENTO A 4 CORSIE (CATEGORIA B DEL D.M. 05/11/2001) DELL'ITINERARIO AGRIGENTO-CALTANISSETTA NEL TRATTO LUNGO LA S.S. 640 DI "PORTO EMPEDOCLE" DAL Km 44+000 ALLO SVINCOLO SULLA A/19.

cm		daN	daN cm	daN
0	1	-114846	2668322	10961
240	1	-115455	2699377	11012
480	1	-114846	2668322	10961

Stato delle verifiche eseguite sul palo
Tutte le verifiche risultano soddisfatte

Dimensionamento

Posizione n. : 1
 Numero di barre : 13
 Copriferro di calcolo : 4.3 cm
 Diametro delle barre : 22 mm
 Interasse tra le barre : 17.6 cm
 Estensione da quota : 117 cm
 fino a quota : -879 cm
 Posizione n. : 2
 Numero di barre : 13
 Copriferro di calcolo : 4.3 cm
 Diametro delle barre : 22 mm
 Interasse tra le barre : 17.6 cm
 Estensione da quota : -799 cm
 fino a quota : -1795 cm
 Verifica a pressoflessione
 Trazione ferri : 201 daN/cm2
 Compressione CLS : -55 daN/cm2
 Verifica a pressoflessione soddisfatta
 Verifica a punzonamento
 Perimetro punzonante : 474.2 cm
 Altezza utile : 117 cm
 Carico punzonante : 114962 daN
 Vrd1 : 316351 daN
 Vrd2 : 506162 daN
 Sagomati richiesti : 0 cm2
 Verifica a punzonamento soddisfatta
 Semina di pali n.2
 Palo in CA
 Diametro esterno : 80 cm
 Lunghezza esterna : 1800 cm
 Interasse tra pali : 240 cm
 Spostamento dal bordo sinistro : 240 cm
 Sfalsamento rispetto a sezione iniziale : 120 cm
 Inclinazione : 0 °
 Numero di frazioni FEM : 10

Sollecitazioni in testa al palo
Vengono elencate in forma tabellare le sollecitazioni del palo nel nodo di collegamento con la mensola di fondazione. Per ogni palo appartenente alla semina viene data la sollecitazione per ogni combinazione di carico presente. L'identificazione del palo nella semina è possibile tramite la posizione rispetto alla sezione iniziale del muro. I valori momento e taglio sono specificati in valore assoluto.

Pos	Comb	N	M	T
cm		daN	daN cm	daN
120	1	-63495	6067157	33718
360	1	-63495	6067157	33718

Stato delle verifiche eseguite sul palo
Tutte le verifiche risultano soddisfatte

Dimensionamento

Posizione n. : 1
 Numero di barre : 14
 Copriferro di calcolo : 4.5 cm
 Diametro delle barre : 26 mm
 Interasse tra le barre : 16.3 cm
 Estensione da quota : 117 cm
 fino a quota : -886 cm
 Posizione n. : 2
 Numero di barre : 14
 Copriferro di calcolo : 4.5 cm
 Diametro delle barre : 26 mm
 Interasse tra le barre : 16.3 cm
 Estensione da quota : -792 cm
 fino a quota : -1795 cm
 Verifica a pressoflessione
 Trazione ferri : 1741 daN/cm2

PAG. D
41 63

Raggruppamento Temporaneo:

Technital S.p.A. (Capogruppo) – Delta Ingegneria – Infratec – Progin – S.I.S. srl

ANAS –Direzione Generale

PROGETTAZIONE DEFINITIVA E S.I.A., COMPRESIVA DELLE INDAGINI NECESSARIE E DELLE PIRME INDICAZIONI SULLA SICUREZZA DELL'ADEGUAMENTO A 4 CORSIE (CATEGORIA B DEL D.M. 05/11/2001) DELL'ITINERARIO AGRIGENTO-CALTANISSETTA NEL TRATTO LUNGO LA S.S. 640 DI "PORTO EMPEDOCLE" DAL Km 44+000 ALLO SVINCOLO SULLA A/19.

Compressione CLS : -95 daN/cm2
 Verifica a pressoflessione soddisfatta
 Verifica a punzonamento
 Perimetro punzonante : 554.2 cm
 Altezza utile : 117 cm
 Carico punzonante : 58435 daN
 Vrd1 : 369726 daN
 Vrd2 : 591561 daN
 Sagomati richiesti : 0 cm2
 Verifica a punzonamento soddisfatta
 Semina di pali n.3
 Palo in CA
 Diametro esterno : 80 cm
 Lunghezza esterna : 1800 cm
 Interasse tra pali : 240 cm
 Spostamento dal bordo sinistro : 440 cm
 Sfalsamento rispetto a sezione iniziale : 120 cm
 Inclinazione : 0 °
 Numero di frazioni FEM : 10

Sollecitazioni in testa al palo
 Vengono elencate in forma tabellare le sollecitazioni del palo nel nodo di collegamento con la mensola di fondazione. Per ogni palo appartenente alla semina viene data la sollecitazione per ogni combinazione di carico presente. L'identificazione del palo nella semina è possibile tramite la posizione rispetto alla sezione iniziale del muro. I valori momento e taglio sono specificati in valore assoluto.

Pos	Comb	N	M	T
cm		daN	daN cm	daN
120	1	21268	6298520	34269
360	1	21268	6298520	34269

Stato delle verifiche eseguite sul palo

Almeno una delle verifiche non è soddisfatta: controllare le verifiche in dettaglio!

Dimensionamento

Posizione n. : 1
 Numero di barre : 33
 Copriferro di calcolo : 4.3 cm
 Diametro delle barre : 22 mm
 Interasse tra le barre : 7 cm
 Estensione da quota : 117 cm
 fino a quota : -879 cm
 Posizione n. : 2
 Numero di barre : 33
 Copriferro di calcolo : 4.3 cm
 Diametro delle barre : 22 mm
 Interasse tra le barre : 7 cm
 Estensione da quota : -799 cm
 fino a quota : -1795 cm
 Verifica a pressoflessione
 Trazione ferri : 1858 daN/cm2
 Compressione CLS : -68 daN/cm2
 Verifica a pressoflessione soddisfatta
 Verifica a punzonamento
 Perimetro punzonante : 474.2 cm
 Altezza utile : 117 cm
 Carico punzonante : 21135 daN
 Vrd1 : 316351 daN
 Vrd2 : 506162 daN
 Sagomati richiesti : 0 cm2
 Verifica a punzonamento soddisfatta

PAG. D
 42 63

Raggruppamento Temporaneo:

Technital S.p.A. (Capogruppo) – Delta Ingegneria – Infratec – Progin – S.I.S. srl

ALLEGATO 3

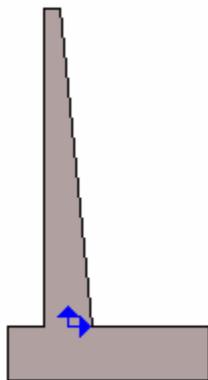
Tabulato di calcolo Muro di sostegno (Tipologia 2 H = 6.00 m)

2 Geometria del muro

La descrizione della geometria del muro si avvale di una duplice rappresentazione, una schematica, tramite la sezione trasversale, e l'altra in forma analitica tramite le dimensioni principali degli elementi costituenti.

2.1 Sistema di riferimento

Nella seguente rappresentazione schematica viene rappresentata la posizione e l'orientamento del sistema di riferimento rispetto ai vertici principali della sagoma del muro.



Sistema di riferimento adottato per le coordinate:

Ascisse X (espresse in centimetri) positive verso destra

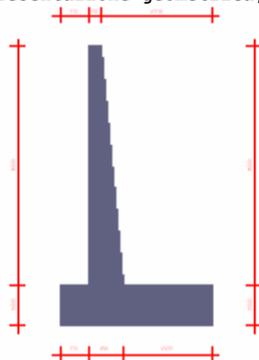
Ordinate Y (espresse in centimetri) positive verso l'alto

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da sinistra verso destra

Le forze verticali sono considerate positive se agenti dal basso verso l'alto

Tutti i valori in output sono riferiti ad 1 centimetro di muro.

2.2 Rappresentazione geometrica, sezione trasversale



2.3 Rappresentazione analitica

Il muro viene convenzionalmente diviso in blocchi principali ed eventuali accessori.

2.4 Ingombro globale

Larghezza totale del muro : 379 cm
 Altezza totale del muro : 700 cm
 Peso specifico del muro : 2500 daN/m³

2.5 Paramento

Base inf. : 89 cm
 Base sup. : 30 cm
 Altezza : 600 cm
 Disassamento : -29.5 cm

2.6 Mensola sinistra in fondazione

Larghezza : 70 cm
 Alt.interna : 100 cm
 Alt.esterna : 100 cm
 Disassamento : 0 cm

2.7 Zoccolo centrale in fondazione

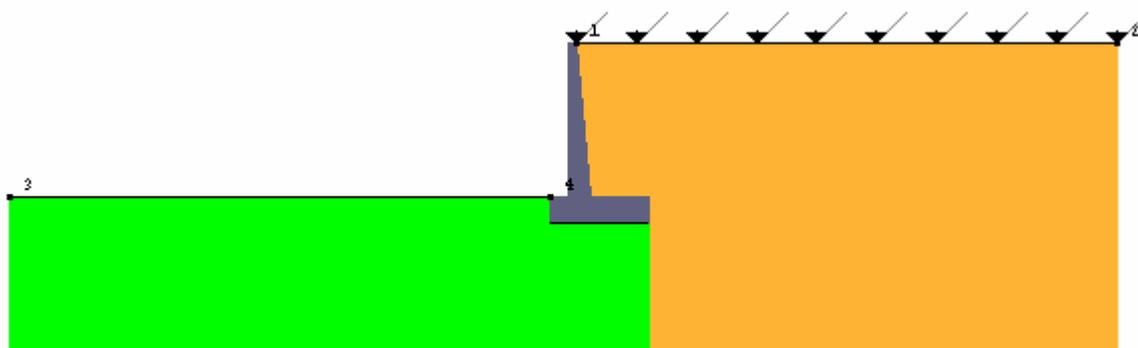
Larghezza : 89 cm
 Altezza a sx : 100 cm
 Altezza a dx : 100 cm

Sfalsamento : 0 cm
 2.8 Mensola destra in fondazione
 Larghezza : 220 cm
 Alt.interna : 100 cm
 Alt.esterna : 100 cm
 Disassamento : 0 cm
 3 Tabella dei terreni

N	Denominazione	Gamma sat daN/m3	Gamma sec daN/m3	Ang.atrito (gradi)	Coesione daN/cm2	Modulo E daN/cm2	Modulo G daN/cm2
1	rilevato	2150	1950	30.00	0.00	900	345
2	fondazione	2500	1800	25.00	0.00	500	200

4 Geometria degli strati

Vengono mostrate in forma tabellare le sequenze di punti che costituiscono le poligonali di separazione degli strati di terreno.



Strato n.1, materiale sottostante: rilevato

Progressivo	N.	X cm	Y cm
1	1	-15	600
2	2	2086	600

Strato n.2, materiale sottostante: fondazione

Progressivo	N.	X cm	Y cm
1	3	-2215	0
2	4	-115	0

Strato n.3, materiale sottostante: fondazione

Stratigrafia adattata al profilo del muro.

Progressivo	N.	X cm	Y cm
1	-	-115	-100
2	-	-45	-100
3	-	45	-100
4	-	265	-100

5 Geometria dei carichi

5.1 Carichi uniformi

Carico uniforme a monte : -0.1 daN/cm2

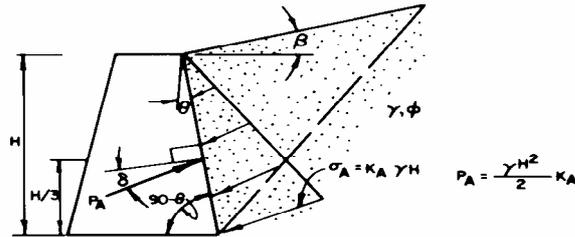
6 Analisi delle azioni e verifiche

6.1 Criteri di verifica e parametri geotecnici

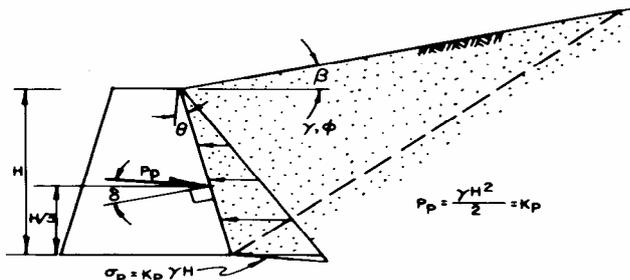
Normativa adottata per le verifiche locali : Norma Italiana (D.M.11-3-1988 e D.M.9-1-1996)

Metodo di calcolo della spinta	: Coulomb
Metodo di verifica portanza del terreno	: Brinch-Hansen
Coefficiente di attrito terreno-fondazione	: 0
Moltiplicatore spinta passiva per traslazione	: 0.4
Moltiplicatore spinta passiva per rotazione	: 0.4
Moltiplicatore spinta passiva per portanza terreno	: 0.4
Moltiplicatore spinta passiva per equilibrio	: 0.4
Lunghezza Fondazione per verifica carico limite	: 60000 cm
Sigma ammissibile terreno di fondazione	: 3 daN/cm2

6.2 Metodo di calcolo delle pressioni
 La teoria di Coulomb fa uso del metodo dell'equilibrio limite e considera l'equilibrio globale del cuneo di spinta alle spalle del muro di sostegno sottoposto alla forza nota del peso proprio ed alle due forze, note solo in direzione, costituite dalla reazione del terreno lungo la superficie di scorrimento e dalla spinta attiva agente sul paramento del muro.



$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta + \delta) \left[1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\theta + \delta) \cos(\theta - \beta)} \right]^2}$$



$$K_P = \frac{\cos^2(\theta + \phi)}{\cos^2 \theta \cos(\theta - \delta) \left[1 - \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi + \beta)}{\cos(\theta - \delta) \cos(\theta - \beta)} \right]^2}$$

K_p VALUES ARE SATISFACTORY FOR $\delta \leq \phi/3$ BUT ARE UNCONSERVATIVE FOR $\delta > \phi/3$ AND THEREFORE SHOULD NOT BE USED.

Le ipotesi che stanno alla base del metodo, nella generalizzazione analitica di Muller/Breslau, sono:
 Terreno isotropo, omogeneo e dotato di attrito e/o coesione.
 Terreno che, a causa degli spostamenti del muro, si trova in uno stato di equilibrio plastico.
 Superficie di rottura piana.

Superficie superiore del cuneo anche inclinata ma di forma piana.
 La resistenza per attrito e per coesione si sviluppa uniformemente lungo la superficie di rottura.
 Può esistere attrito tra paramento del muro e terreno, che si sviluppa al primo spostamento del muro.
 Il paramento del muro può essere inclinato ma non spezzato in più parti.
 Scrivendo le equazioni di equilibrio lungo la superficie di rottura unitamente alla condizione di rottura sopra menzionata e massimizzando la spinta derivante dal calcolo al variare dell'angolo si perviene all'equazione della spinta attiva:

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma \cdot h^2 \cdot K_a$$

dove K_a è il coefficiente di spinta attiva, usualmente scritto in funzione della geometria del problema in una delle varie forme presenti in letteratura, ad esempio la seguente:

$$K_a = \frac{1}{\sin(\vartheta - \delta)} \cdot \frac{\sin^2(\vartheta + \phi)}{\left[\sin \vartheta \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \varepsilon)}{\sin(\vartheta - \delta) \cdot \sin(\vartheta + \varepsilon)}} \right) \right]^2}$$

I simboli usati in questa formulazione sono:

θ = angolo che il paramento del muro forma con l'orizzontale.

δ = angolo di attrito terreno-muro.

ε = angolo che il profilo del terrapieno forma con l'orizzontale.

ϕ = angolo di attrito interno del terreno.

Utilizzando la medesima formulazione della spinta attiva e minimizzando la spinta conseguente al variare dell'angolo, si perviene all'equazione della spinta passiva:

$$P_p = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \cdot K_p$$

dove K_p è il coefficiente di spinta passiva, usualmente scritto in funzione della geometria del problema in una delle varie forme presenti in letteratura, ad esempio la seguente:

$$K_p = \frac{1}{\sin(\vartheta - \delta)} \cdot \frac{\sin^2(\vartheta + \phi)}{\left[\sin \vartheta \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \varepsilon)}{\sin(\vartheta - \delta) \cdot \sin(\vartheta + \varepsilon)}} \right) \right]^2}$$

I simboli usati in questa formulazione sono gli stessi del caso attivo.

Questa teoria ci fornisce il valore in modulo della spinta, attiva o passiva, la sua direzione, normale al paramento ma incrementata dell'angolo di attrito \square (muro-terreno), ed il punto di applicazione, posto a 2/3 della profondità considerata (quindi ad 1/3 dell'altezza del muro partendo dalla base, indipendentemente dall'inclinazione del paramento).

6.3 Metodo di calcolo della portanza

La capacità portante viene valutata attraverso la formula di Brinch-Hansen, nel caso generale:

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

Nel caso di terreno eminentemente coesivo ($\square = 0$) tale relazione diventa:

$$Q_{lim} = (2 + \pi) \cdot c_u \cdot (1 + s'_c + d'_c - i'_c - b'_c - g'_c) + q$$

dove:

\square = peso di volume dello strato di fondazione;

B = larghezza efficace della fondazione (depurata dell'eventuale eccentricità del carico $B = B_f - 2e$);

L = lunghezza efficace della fondazione (depurata dell'eventuale eccentricità del carico $L = L_f - 2e$);

c = coesione dello strato di fondazione;

c_u = coesione non drenata dello strato di fondazione;

q = sovraccarico del terreno sovrastante il piano di fondazione;

N_y, N_c, N_q = fattori di capacità portante;

s_y, s_c, s_q = fattori di forma della fondazione;

d_y, d_c, d_q = fattori di profondità del piano di posa della fondazione.

i_y, i_c, i_q = fattori di inclinazione del carico;

b_y, b_c, b_q = fattori di inclinazione della base della fondazione;

g_y, g_c, g_q = fattori di inclinazione del piano campagna;

Per la teoria di Brinch-Hansen i coefficienti sopra definiti assumono le espressioni che seguono:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot ctg \phi ; \quad N_q = tg^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \cdot e^{(\pi \cdot tg \phi)} ; \quad N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot tg \phi$$

$$s_c = 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c} ; \quad s'_c = 0.2 \cdot \frac{B}{L} ; \quad s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot tg \phi ; \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot k ; \quad d'_c = 0.4 \cdot k ; \quad d_q = 1 + 2 \cdot k \cdot tg \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 ; \quad d_\gamma = 1$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} ; \quad i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{B \cdot L \cdot c_a}} ; \quad i_q = \left(1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot ctg \phi} \right)^5 ;$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot ctg \phi} \right)^5 ; \quad i'_\gamma = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta^\circ / 450^\circ) \cdot H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot ctg \phi} \right)^5$$

(se $\square = 0$) ; (se $\square > 0$)

$$g_c = 1 - \frac{\beta^o}{147^o}; \quad g'_c = \frac{\beta^o}{147^o}; \quad g_q = (1 - 0.5 \cdot \text{tg}\beta)^5; \quad g_\gamma = g_q$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^o}{147^o}; \quad b'_c = \frac{\eta^o}{147^o}; \quad b_q = e^{(-2 \cdot \eta \cdot \text{tg}\phi)}; \quad b_\gamma = e^{(-2.7 \cdot \eta \cdot \text{tg}\phi)}$$

$$k = \frac{D}{B_f} \quad \left(\text{se } \frac{D}{B_f} \leq 1 \right) \quad k = \text{arctg} \left(\frac{D}{B_f} \right) \quad \left(\text{se } \frac{D}{B_f} > 1 \right)$$

dove: (se) ;
 nelle quali si sono considerati i seguenti dati:
 = angolo di attrito dello strato di fondazione;
 ca = aderenza alla base della fondazione;
 = inclinazione del piano di posa della fondazione sull'orizzontale (= 0 se orizzontale);
 = inclinazione del pendio;
 H = componente orizzontale del carico trasmesso sul piano di posa della fondazione;
 V = componente verticale del carico trasmesso sul piano di posa della fondazione;
 D = profondità della fondazione.
 * non usare i coeff. si insieme a ii.
 6.4 Riepilogo delle azioni

Descrizione	xp cm	yp cm	Fx daN/cm	Fy daN/cm
Peso proprio del muro	33	96	0	-184
Peso proprio del terreno a monte	139	312	0	-291.92
Spinta del terreno a monte	264	162	-194.89	-7.8
Spinta del terreno a valle	0	-67	22.18	0
Carichi su terreno a monte	125	0	0	-27.9
Forza di inerzia dovuta al muro	33	96	-7.36	0
Forza di inerzia dovuta al terreno a monte	139	312	-11.68	0

Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle : 54361 daN cm
 Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle : -108103 daN cm
 Sforzo normale sul piano di posa della fondazione : -512 daN
 Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione: 205 daN
 Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione : 84.5 cm
 Inclinazione della risultante rispetto alla normale : 21.8 °
 Momento rispetto al baricentro della fondazione : 43208 daN cm
 Carico ultimo della fondazione : 194.3 daN/cm

Coefficienti	Coesione	Sovraccarico	Attrito
Coefficienti di capacità portante	Nc= 21	Nq= 11	Ng= 7
Coefficienti di forma	sc= 1	sq= 1	sg= 1
Coefficienti di profondità	dc= 1.11	dq= 1.08	dg= 1
Coefficienti di inclinazione del carico	ic= 0.26	iq= 0.33	ig= 0.19
Coefficienti di inclinazione del piano di posa della fondazione	bc= 1	bq= 1	bg= 1
Coefficienti di inclinazione del pendio	gc= 1	gq= 1	gg= 1

6.5 Verifiche

6.5.1 Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente : 315 cm
 Tensione terreno allo spigolo di valle : 3.25 daN/cm²
 Tensione terreno allo spigolo di monte : 0 daN/cm²

6.5.2 Coefficienti di sicurezza

Non è stato calcolato alcun coefficiente di sicurezza, poichè non si possono effettuare in in maniera standard le verifiche a traslazione, rotazione e carico limite per la presenza di vincoli esterni.

7 Distribuzioni di pressioni

Le distribuzioni delle pressioni esercitate dai terreni circostanti il muro sono date attraverso un insieme di segmenti generalmente coincidenti i profili laterali dell'intervento murario. Ogni segmento presenta una distribuzione lineare di pressione che può variare vettorialmente da un valore (VX1, VY1) sino ad un valore (VX2, VY2). Le distribuzioni di pressione sono fornite per causa originante (pressione del terreno o pressione dell'acqua) e sommate globalmente.

7.1.1 Coefficienti di spinta sul paramento a monte

N.	coordinate				coefficiente Ka
	X1	Y1	X2	Y2	
1	-15	600	45	0	0.37

7.1.2 Coefficienti di spinta sul paramento a valle

N.	coordinate				coefficiente
	X1	Y1	X2	Y2	Kp
1	0	0	0	0	0

7.1.3 Coefficienti di spinta a monte

N.	coordinate				coefficiente
	X1	Y1	X2	Y2	Ka
1	265	600	265	-100	0.33

7.1.4 Coefficienti di spinta a valle

N.	coordinate				coefficiente
	X1	Y1	X2	Y2	Kp
1	115	0	115	-100	2.46

7.3 Normativa sismica

E' stata applicata la normativa sismica riferita al D.M. del 9-1-1996.

Sisma verticale: disattivato

Sisma orizzontale: attivato

Grado di sismicità : 6

Coefficiente m : 1

Coefficiente di risposta : 1

Coefficiente di protezione sismica : 1

In zona sismica per l'opera di sostegno viene valutato l'incremento sismico da dare alle spinte secondo quanto previsto dalla normativa (D.M. 16/1/1996, paragrafo D).

Chiamando F la spinta in condizioni statiche l'incremento sismico è dato da

$$\Delta F = F_s - F$$

in cui F_s è la spinta esercitata dal terreno in condizioni sismiche.

$$F_s = A \cdot F'$$

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos \theta}$$

$$\theta = \arctg(C)$$

$$C = \frac{S - 2}{100}$$

dove

S = grado di sismicità;

F' = spinta del terreno calcolata per α' , α , β , θ e per α' , α , β , θ

α' = angolo formato dall'intradosso del muro con la verticale;

α = angolo formato dalla superficie del terreno con l'orizzontale.

Tale incremento di spinta viene applicato ad una distanza dalla base del muro pari a 2/3 dell'altezza del muro stesso.

Si considera inoltre una forza d'inerzia orizzontale applicata nel baricentro dei pesi

$$F_i = C \cdot W$$

con W pari al peso proprio del muro e di tutti i pesi e carichi permanenti sovrastanti la zattera di fondazione.

Nel caso di presenza di falda viene considerato un incremento di spinta dovuta al sisma, applicata a $0.4 \cdot h_w$ (altezza della falda dalla base della fondazione), pari a

$$F_w = \frac{7}{12} \cdot C \cdot \gamma_w \cdot h_w^2$$

Stabilità globale

Ai fini della verifica di stabilità globale dell'opera vengono aggiunte nel baricentro dei conci le seguenti azioni:

In presenza di sisma verticale vengono considerati gli effetti sismici secondo la normativa D.M. 16/1/96 associando ai pesi dei conci un sistema di forze verticali la cui risultante è data da:

$$F_v = m \cdot C \cdot I \cdot W$$

Essendo:

m = coefficiente sismico per forze verticali (in genere $m = 2$);
 C = $(S - 2) / 100$ il
 S = grado di sismicità ($S \geq 2$);
 I = coefficiente di protezione sismica;
 W = peso complessivo del concio.

Tale insieme di forze è considerato diretto verso l'alto e verso il basso dando origine in questo modo a due distinte combinazioni di carichi, con conseguente doppia analisi di stabilità per ogni centro, di cui viene considerato il coefficiente di sicurezza minore.

In presenza di sisma orizzontale viene associato ai pesi dei concii un sistema di forze orizzontali la cui risultante viene valutata con l'espressione:

$$F_h = C \cdot R \cdot I \cdot W$$

dove R è il coefficiente di risposta relativo alla direzione considerata.

In presenza simultanea di sisma verticale e orizzontale viene associato contemporaneamente il sistema delle forze F_v e F_h ai pesi dei concii, dando luogo ad una doppia combinazione dei carichi.

7.4 Parametri per dimensionamento armatura

Metodo di calcolo: Tensioni ammissibili D.M. 9-1-96, D.M. 14-2-92

Rck (resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo) : 300 daN/cm²
 Modulo elastico longitudinale E_c : 312202 daN/cm²
 Sigma ammissibile calcestruzzo : 97.5 daN/cm²
 Rapporto E_a/E_c per verifiche di resistenza : 15
 Rapporto E_a/E_c per verifiche in esercizio : 7
 Sigma ammissibile acciaio : 2000 daN/cm²
 Coefficiente Beta2 per calcolo ampiezza fessure : 0.5
 Riduzione della tau di aderenza per cattiva aderenza : 0.7
 $f_{ct,eff}/f_{ctm}$ per calcolo ampiezza fessure : 1.2
 Ampiezza limite delle fessure : 0.15 mm

7.5 Sollecitazioni e verifiche

Tutte le verifiche sono riferite su sezioni di profondità nominale di un metro.

Significato dei simboli:

X: ascissa del baricentro della sezione

Y: ordinata del baricentro della sezione

H: altezza della sezione

As: area efficace dello strato superiore per metro

Cs: copriferro medio dello strato superiore

Ai: area efficace dello strato inferiore per metro

Ci: copriferro medio dello strato inferiore

M: momento flettente

N: sforzo normale

T: taglio

sigmac: compressione massima sul calcestruzzo

sigmaf: trazione massima sull'armatura

tau: tensione tangenziale massima

Srm: interasse delle fessure

Wk: ampiezza caratteristica delle fessure

ok: stato di verifica

Paramento

Il diagramma che segue mostra qualitativamente l'andamento delle principali sollecitazioni per il paramento.

X	Y	H	As	Cs	Ai	Ci	M	N	sigmaf	sigmac	T	tau
cm	cm	cm	cm ²	cm	cm ²	cm	daN cm	daN	daN/cm ²	daN/cm ²	daN	daN/cm ²
0	0	89	19	5.1	57	5.4	5132126	4392	1243	-41	23509	3.13
-1	30	86	15.7	5.1	52.6	5.4	4638489	1755	1248	-41	20783	2.87
-3	60	83	18.3	5.1	57	5.5	4151659	-537	1052	-38	17327	2.49
-4	90	80	19	5.1	57	5.5	3691531	-1399	967	-36	15280	2.28
-6	120	77	19	5.1	57	5.5	3263668	-1957	887	-34	13779	2.14
-7	150	74	19	5.1	57	5.5	2863087	-2515	808	-32	12527	2.03
-9	180	71	19	5.1	57	5.5	2492889	-2829	732	-30	12527	2.12
-10	210	68	19	5.1	57	5.5	2145230	-3116	657	-28	11437	2.03
-12	240	65	19	5.1	57	5.5	1818588	-3193	583	-26	10472	1.95
-13	270	62	19	5.2	57	5.5	1511814	-3092	509	-23	9619	1.88
-15	300	59	19	5.2	57	5.4	1223802	-2861	434	-21	8468	1.74
-16	330	56	19	5.2	57	5.4	968199	-4699	347	-18	8468	1.84
-18	360	54	19	5.2	57	5.4	747507	-3780	286	-16	7018	1.62
-19	390	51	19	5.2	57	5.4	557775	-2986	228	-13	5668	1.4
-21	419	48	19	5.2	57	5.4	397556	-2291	175	-10	4415	1.16
-22	449	45	19	5.2	57	5.4	265404	-1676	126	-8	3261	0.92
-24	479	42	19	5.2	57	5.4	167650	-1652	83	-6	3261	1
-25	509	39	19	5.2	57	5.4	93809	-1112	50	-4	2204	0.73
-27	539	36	19	5.2	57	5.4	42221	-629	24	-2	1244	0.45
-28	569	33	14	5.2	51.7	5.4	11464	-197	8	-1	383	0.15

-29	599	30	0	0	0	0						
-30	600	30	0	0	0	0						

Mensola di fondazione a valle (mensola sinistra)

Il diagramma che segue mostra qualitativamente l'andamento delle principali sollecitazioni per il basamento.

X	Y	H	As	Cs	Ai	Ci	M	N	sigmaf	sigmac	T	tau
cm	cm	cm	cm2	cm	cm2	cm	daN cm	daN	daN/cm2	daN/cm2	daN	daN/cm2
-115	-50	100	0	0	0	0						
-85	-50	100	45.2	5.4	91.1	5.4	407659	-892	49	-2	11408	1.34
-55	-50	100	90.5	5.4	91.1	5.4	3969461	14824	580	-16	157447	18.5
-45	-50	100	90.5	5.4	91.1	5.4	-15819709	-35081	1858	-71	486343	57.13

Zoccolo centrale

X	Y	H	As	Cs	Ai	Ci	M	N	sigmaf	sigmac	T	tau
cm	cm	cm	cm2	cm	cm2	cm	daN cm	daN	daN/cm2	daN/cm2	daN	daN/cm2
-45	-50	100	90.5	5.4	91.1	5.4	-15819709	-35081	1858	-71	486343	57.13
-15	-50	100	90.5	5.4	91.1	5.4	-15819709	-35081	1858	-71	486343	57.13
16	-50	100	90.5	5.4	53.1	5.5	-3500762	9798	503	-16	56074	6.59
45	-50	100	90.5	5.4	53.1	5.5	-3500762	9798	503	-16	56074	6.59

Mensola di fondazione a monte (mensola destra)

X	Y	H	As	Cs	Ai	Ci	M	N	sigmaf	sigmac	T	tau
cm	cm	cm	cm2	cm	cm2	cm	daN cm	daN	daN/cm2	daN/cm2	daN	daN/cm2
45	-50	100	90.5	5.4	53.1	5.5	-3500762	9798	503	-16	56074	6.59
75	-50	100	90.5	5.4	53.1	5.5	-2156274	10331	331	-10	49998	5.87
105	-50	100	90.5	5.4	53.1	5.5	-861944	11675	171	-3	44110	5.18
135	-50	100	90.5	5.4	53.1	5.5	597655	15033	268	0	53652	6.31
165	-50	100	90.5	5.4	53.1	5.5	2462755	18601	697	-10	94198	11.08
195	-50	100	90.5	5.4	53.1	5.5	-6375881	-27916	703	-34	194440	22.84
225	-50	100	90.5	5.4	50.4	5.5	-953289	-2557	113	-5	333073	39.16
255	-50	100	90.5	5.4	26.5	5.5						
265	-50	100	0	0	0	0						

7.6 Dimensionamento pali

Semina di pali n.1

Palo in CA

Diametro esterno

: 80 cm

Lunghezza esterna

: 1800 cm

Interasse tra pali

: 260 cm

Spostamento dal bordo sinistro

: 30 cm

Sfalsamento rispetto a sezione iniziale

: 0 cm

Inclinazione

: 0 °

Numero di frazioni FEM

: 10

Sollecitazioni in testa al palo

Vengono elencate in forma tabellare le sollecitazioni del palo nel nodo di collegamento con la mensola di fondazione. Per ogni palo appartenente alla semina viene data la sollecitazione per ogni combinazione di carico presente. L'identificazione del palo nella semina è possibile tramite la posizione rispetto alla sezione iniziale del muro. I valori momento e taglio sono specificati in valore assoluto.

Pos	Comb	N	M	T
cm		daN	daN cm	daN
0	1	-110722	3773548	12927
260	1	-111490	3779586	12937
520	1	-110673	3774248	12928

Stato delle verifiche eseguite sul palo

Tutte le verifiche risultano soddisfatte

Dimensionamento

Posizione n.

: 1

Numero di barre

: 13

Copriferro di calcolo

: 4.3 cm

Diametro delle barre

: 22 mm

Interasse tra le barre

: 17.6 cm

Estensione da quota

: 97 cm

fino a quota

: -889 cm

Posizione n.

: 2

ANAS –Direzioe Generale

PROGETTAZIONE DEFINITIVA E S.I.A., COMPRESIVA DELLE INDAGINI NECESSARIE E DELLE PIRME INDICAZIONI SULLA SICUREZZA DELL'ADEGUAMENTO A 4 CORSIE (CATEGORIA B DEL D.M. 05/11/2001) DELL'ITINERARIO AGRIGENTO-CALTANISSETTA NEL TRATTO LUNGO LA S.S. 640 DI "PORTO EMPEDOCLE" DAL Km 44+000 ALLO SVINCOLO SULLA A/19.

Numero di barre : 13
 Copriferro di calcolo : 4.3 cm
 Diametro delle barre : 22 mm
 Interasse tra le barre : 17.6 cm
 Estensione da quota : -809 cm
 fino a quota : -1795 cm
 Verifica a pressoflessione
 Trazione ferri : 849 daN/cm2
 Compressione CLS : -84 daN/cm2
 Verifica a pressoflessione soddisfatta
 Verifica a taglio
 Posizione palo da sezione iniziale : 260 cm
 Quota : 260 cm
 Momento : 3132713 daN*cm
 Sforzo normale : -110997 daN
 Taglio : 12599 daN
 Massimo taglio resistente : 26378 daN
 Verifica a taglio soddisfatta
 Verifica a punzonamento
 Perimetro punzonante : 422.7 cm
 Altezza utile : 97 cm
 Carico punzonante : 110997 daN
 Vrd1 : 233834 daN
 Vrd2 : 374135 daN
 Sagomati richiesti : 0 cm2
 Verifica a punzonamento soddisfatta
 Semina di pali n.2
 Palo in CA
 Diametro esterno : 80 cm
 Lunghezza esterna : 1800 cm
 Interasse tra pali : 240 cm
 Spostamento dal bordo sinistro : 265 cm
 Sfalsamento rispetto a sezione iniziale : 130 cm
 Inclinazione : 0 °
 Numero di frazioni FEM : 10
 Sollecitazioni in testa al palo

Vengono elencate in forma tabellare le sollecitazioni del palo nel nodo di collegamento con la mensola di fondazione. Per ogni palo appartenente alla semina viene data la sollecitazione per ogni combinazione di carico presente. L'identificazione del palo nella semina è possibile tramite la posizione rispetto alla sezione iniziale del muro. I valori momento e taglio sono specificati in valore assoluto.

Pos	Comb	N	M	T
cm		daN	daN cm	daN
130	1	40062	6637145	33674
370	1	40097	6638483	33677

Stato delle verifiche eseguite sul palo

Almeno una delle verifiche non è soddisfatta: controllare le verifiche in dettaglio!

Dimensionamento

Posizione n. : 1
 Numero di barre : 34
 Copriferro di calcolo : 4.4 cm
 Diametro delle barre : 24 mm
 Interasse tra le barre : 6.8 cm
 Estensione da quota : 97 cm
 fino a quota : -892 cm
 Posizione n. : 2
 Numero di barre : 34
 Copriferro di calcolo : 4.4 cm
 Diametro delle barre : 24 mm
 Interasse tra le barre : 6.8 cm
 Estensione da quota : -806 cm
 fino a quota : -1795 cm
 Verifica a pressoflessione
 Trazione ferri : 1889 daN/cm2
 Compressione CLS : -68 daN/cm2
 Verifica a pressoflessione soddisfatta
 Verifica a taglio
 Posizione palo da sezione iniziale : 370 cm
 Quota : 370 cm
 Momento : 4954649 daN*cm
 Sforzo normale : 38848 daN
 Taglio : 27636 daN

PAG. DI
52 63

Raggruppamento Temporaneo:

Technital S.p.A. (Capogruppo) – Delta Ingegneria – Infratec – Progin – S.I.S. srl

ANAS –Direzioe Generale

PROGETTAZIONE DEFINITIVA E S.I.A., COMPRESIVA DELLE INDAGINI NECESSARIE E DELLE PIRME INDICAZIONI SULLA SICUREZZA DELL'ADEGUAMENTO A 4 CORSIE (CATEGORIA B DEL D.M. 05/11/2001) DELL'ITINERARIO AGRIGENTO-CALTANISSETTA NEL TRATTO LUNGO LA S.S. 640 DI "PORTO EMPEDOCLE" DAL Km 44+000 ALLO SVINCOLO SULLA A/19.

Massimo taglio resistente	: 26378 daN
Verifica a taglio non soddisfatta!	
Verifica a punzonamento	
Perimetro punzonante	: 430.7 cm
Altezza utile	: 97 cm
Carico punzonante	: 38848 daN
Vrd1	: 238259 daN
Vrd2	: 381215 daN
Sagomati richiesti	: 0 cm2
Verifica a punzonamento soddisfatta	

PAG.	D
53	63

Raggruppamento Temporaneo:

Technital S.p.A. (Capogruppo) – Delta Ingegneria – Infratec – Progin – S.I.S. srl

ALLEGATO 4

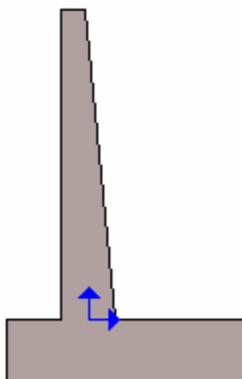
Tabulato di calcolo Muro di sostegno (Tipologia 3 H = 4.00 m)

2 Geometria del muro

La descrizione della geometria del muro si avvale di una duplice rappresentazione, una schematica, tramite la sezione trasversale, e l'altra in forma analitica tramite le dimensioni principali degli elementi costituenti.

2.1 Sistema di riferimento

Nella seguente rappresentazione schematica viene rappresentata la posizione e l'orientamento del sistema di riferimento rispetto ai vertici principali della sagoma del muro.



Sistema di riferimento adottato per le coordinate:

Ascisse X (espresse in centimetri) positive verso destra

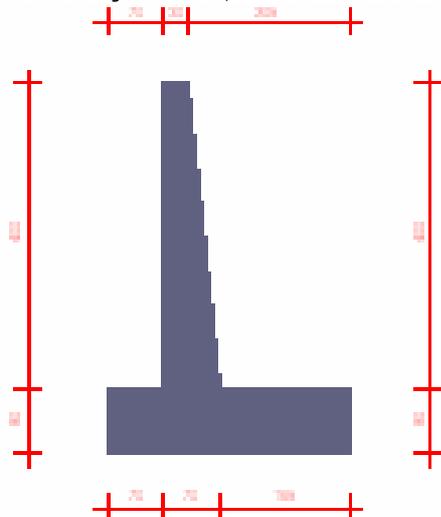
Ordinate Y (espresse in centimetri) positive verso l'alto

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da sinistra verso destra

Le forze verticali sono considerate positive se agenti dal basso verso l'alto

Tutti i valori in output sono riferiti ad 1 centimetro di muro.

2.2 Rappresentazione geometrica, sezione trasversale



2.3 Rappresentazione analitica

Il muro viene convenzionalmente diviso in blocchi principali ed eventuali accessori.

2.4 Ingombro globale

Larghezza totale del muro : 305 cm
 Altezza totale del muro : 480 cm
 Peso specifico del muro : 2500 daN/m³

2.5 Paramento

Base inf. : 70 cm
 Base sup. : 30 cm
 Altezza : 400 cm
 Disassamento : -20 cm

2.6 Mensola sinistra in fondazione

Larghezza : 70 cm
 Alt.interna : 80 cm
 Alt.esterna : 80 cm
 Disassamento : 0 cm

2.7 Zoccolo centrale in fondazione

Larghezza : 70 cm
 Altezza a sx : 80 cm
 Altezza a dx : 80 cm
 Sfalsamento : 0 cm

2.8 Mensola destra in fondazione

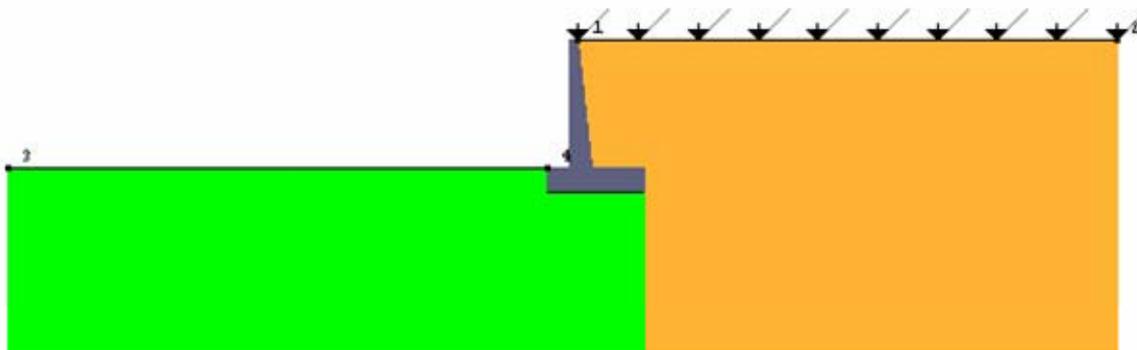
Larghezza : 165 cm
 Alt.interna : 80 cm
 Alt.esterna : 80 cm
 Disassamento : 0 cm

3 Tabella dei terreni

N	Denominazione	Gamma sat daN/m3	Gamma sec daN/m3	Ang.attrito (gradi)	Coesione daN/cm2	Modulo E daN/cm2	Modulo G daN/cm2
1	rilevato	2150	1950	30.00	0.00	900	345
2	fondazione	2500	1800	25.00	0.00	500	200

4 Geometria degli strati

Vengono mostrate in forma tabellare le sequenze di punti che costituiscono le poligonali di separazione degli strati di terreno.



Strato n.1, materiale sottostante: rilevato

Progressivo	N.	X cm	Y cm
1	1	-5	400
2	2	1675	400

Strato n.2, materiale sottostante: fondazione

Progressivo	N.	X cm	Y cm
1	3	-1785	0
2	4	-105	0

Strato n.3, materiale sottostante: fondazione
 Stratigrafia adattata al profilo del muro.

Progressivo	N.	X cm	Y cm
1	-	-105	-80
2	-	-35	-80
3	-	35	-80
4	-	200	-80

5 Geometria dei carichi

5.1 Carichi uniformi

Carico uniforme a monte : -0.1 daN/cm2

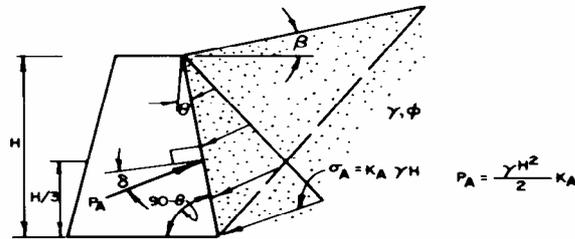
6 Analisi delle azioni e verifiche

6.1 Criteri di verifica e parametri geotecnici

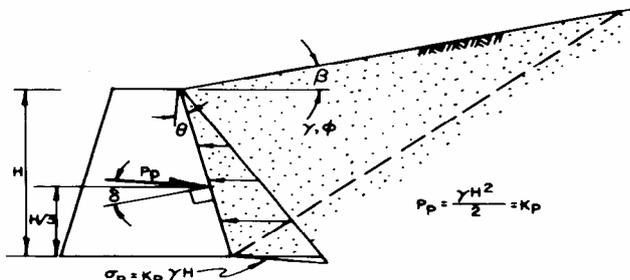
Normativa adottata per le verifiche locali : Norma Italiana (D.M.11-3-1988 e D.M.9-1-1996)
 Metodo di calcolo della spinta : Coulomb
 Metodo di verifica portanza del terreno : Brinch-Hansen
 Coefficiente di attrito terreno-fondazione : 0
 Moltiplicatore spinta passiva per traslazione : 0.4
 Moltiplicatore spinta passiva per rotazione : 0.4
 Moltiplicatore spinta passiva per portanza terreno : 0.4
 Moltiplicatore spinta passiva per equilibrio : 0.4
 Lunghezza Fondazione per verifica carico limite : 60000 cm
 Sigma ammissibile terreno di fondazione : 3 daN/cm2

6.2 Metodo di calcolo delle pressioni

La teoria di Coulomb fa uso del metodo dell'equilibrio limite e considera l'equilibrio globale del cuneo di spinta alle spalle del muro di sostegno sottoposto alla forza nota del peso proprio ed alle due forze, note solo in direzione, costituite dalla reazione del terreno lungo la superficie di scorrimento e dalla spinta attiva agente sul paramento del muro.



$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta + \delta) \left[1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\theta + \delta) \cos(\theta - \beta)} \right]^2}$$



$$K_P = \frac{\cos^2(\theta + \phi)}{\cos^2 \theta \cos(\theta - \delta) \left[1 - \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi + \beta)}{\cos(\theta - \delta) \cos(\theta - \beta)} \right]^2}$$

K_P VALUES ARE SATISFACTORY FOR $\delta \leq \phi/3$ BUT ARE UNCONSERVATIVE FOR $\delta > \phi/3$ AND THEREFORE SHOULD NOT BE USED.

Le ipotesi che stanno alla base del metodo, nella generalizzazione analitica di Muller/Breslau, sono: Terreno isotropo, omogeneo e dotato di attrito e/o coesione.

Terreno che, a causa degli spostamenti del muro, si trova in uno stato di equilibrio plastico.

Superficie di rottura piana.

Superficie superiore del cuneo anche inclinata ma di forma piana.

La resistenza per attrito e per coesione si sviluppa uniformemente lungo la superficie di rottura.

Può esistere attrito tra paramento del muro e terreno, che si sviluppa al primo spostamento del muro.

Il paramento del muro può essere inclinato ma non spezzato in più parti.

Scrivendo le equazioni di equilibrio lungo la superficie di rottura unitamente alla condizione di rottura sopra menzionata e massimizzando la spinta derivante dal calcolo al variare dell'angolo si perviene all'equazione della spinta attiva:

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma \cdot h^2 \cdot K_a$$

dove K_a è il coefficiente di spinta attiva, usualmente scritto in funzione della geometria del problema in una delle varie forme presenti in letteratura, ad esempio la seguente:

$$K_a = \frac{1}{\sin(\vartheta - \delta)} \cdot \frac{\sin^2(\vartheta + \phi)}{\left[\sin \vartheta \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \varepsilon)}{\sin(\vartheta - \delta) \cdot \sin(\vartheta + \varepsilon)}} \right) \right]^2}$$

I simboli usati in questa formulazione sono:

θ = angolo che il paramento del muro forma con l'orizzontale.

δ = angolo di attrito terreno-muro.

ε = angolo che il profilo del terrapieno forma con l'orizzontale.

ϕ = angolo di attrito interno del terreno.

Utilizzando la medesima formulazione della spinta attiva e minimizzando la spinta conseguente al variare dell'angolo, si perviene all'equazione della spinta passiva:

$$P_p = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \cdot K_p$$

dove K_p è il coefficiente di spinta passiva, usualmente scritto in funzione della geometria del problema in una delle varie forme presenti in letteratura, ad esempio la seguente:

$$K_p = \frac{1}{\sin(\vartheta - \delta)} \cdot \frac{\sin^2(\vartheta + \phi)}{\left[\sin \vartheta \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \varepsilon)}{\sin(\vartheta - \delta) \cdot \sin(\vartheta + \varepsilon)}} \right) \right]^2}$$

I simboli usati in questa formulazione sono gli stessi del caso attivo.

Questa teoria ci fornisce il valore in modulo della spinta, attiva o passiva, la sua direzione, normale al paramento ma incrementata dell'angolo di attrito \square (muro-terreno), ed il punto di applicazione, posto a 2/3 della profondità considerata (quindi ad 1/3 dell'altezza del muro partendo dalla base, indipendentemente dall'inclinazione del paramento).

6.3 Metodo di calcolo della portanza

La capacità portante viene valutata attraverso la formula di Brinch-Hansen, nel caso generale:

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

Nel caso di terreno eminentemente coesivo ($\square = 0$) tale relazione diventa:

$$Q_{lim} = (2 + \pi) \cdot c_u \cdot (1 + s'_c + d'_c - i'_c - b'_c - g'_c) + q$$

dove:

\square = peso di volume dello strato di fondazione;

B = larghezza efficace della fondazione (depurata dell'eventuale eccentricità del carico $B = B_f - 2e$);

L = lunghezza efficace della fondazione (depurata dell'eventuale eccentricità del carico $L = L_f - 2e$);

c = coesione dello strato di fondazione;

c_u = coesione non drenata dello strato di fondazione;

q = sovraccarico del terreno sovrastante il piano di fondazione;

N_y, N_c, N_q = fattori di capacità portante;

s_y, s_c, s_q = fattori di forma della fondazione;

d_y, d_c, d_q = fattori di profondità del piano di posa della fondazione.

i_y, i_c, i_q = fattori di inclinazione del carico;

b_y, b_c, b_q = fattori di inclinazione della base della fondazione;

g_y, g_c, g_q = fattori di inclinazione del piano campagna;

Per la teoria di Brinch-Hansen i coefficienti sopra definiti assumono le espressioni che seguono:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot ctg \phi ; \quad N_q = tg^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \cdot e^{(\pi \cdot tg \phi)} ; \quad N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot tg \phi$$

$$s_c = 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c} ; \quad s'_c = 0.2 \cdot \frac{B}{L} ; \quad s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot tg \phi ; \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot k ; \quad d'_c = 0.4 \cdot k ; \quad d_q = 1 + 2 \cdot k \cdot tg \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 ; \quad d_\gamma = 1$$

$$i_c = i_q - \frac{1-i_q}{N_q - 1}; \quad i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{B \cdot L \cdot c_a}}; \quad i_q = \left(1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot ctg\phi}\right)^5;$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot ctg\phi}\right)^5 \quad (\text{se } \square=0); \quad i'_\gamma = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta^\circ / 450^\circ) \cdot H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot ctg\phi}\right)^5 \quad (\text{se } \square>0);$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}; \quad g'_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}; \quad g_q = (1 - 0.5 \cdot tg\beta)^\circ; \quad g_\gamma = g_q$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}; \quad b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}; \quad b_q = e^{(-2 \cdot \eta \cdot tg\phi)}; \quad b_\gamma = e^{(-2.7 \cdot \eta \cdot tg\phi)}$$

$$k = \frac{D}{B_f} \quad \frac{D}{B_f} \leq 1 \quad k = arctg\left(\frac{D}{B_f}\right) \quad \frac{D}{B_f} > 1$$

dove:

nelle quali si sono considerati i seguenti dati:

□ = angolo di attrito dello strato di fondazione;

ca = aderenza alla base della fondazione;

□ = inclinazione del piano di posa della fondazione sull'orizzontale (□ = 0 se orizzontale);

□ = inclinazione del pendio;

H = componente orizzontale del carico trasmesso sul piano di posa della fondazione;

V = componente verticale del carico trasmesso sul piano di posa della fondazione;

D = profondità della fondazione.

* non usare i coeff. si insieme a ii.

6.4 Riepilogo delle azioni

Descrizione	xp	yp	Fx	Fy
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	22	56	0	-111
Peso proprio del terreno a monte	107	207	0	-144.3
Spinta del terreno a monte	200	103	-97	-3.88
Spinta del terreno a valle	0	-53	14.19	0
Carichi su terreno a monte	98	0	0	-20.5
Forza di inerzia dovuta al muro	22	56	-4.44	0
Forza di inerzia dovuta al terreno a monte	107	207	-5.77	0

Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle : 18858 daN cm

Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle : -49033 daN cm

Sforzo normale sul piano di posa della fondazione : -280 daN

Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione: 102 daN

Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione : 44.6 cm

Inclinazione della risultante rispetto alla normale : 20 °

Momento rispetto al baricentro della fondazione : 12475 daN cm

Carico ultimo della fondazione : 197 daN/cm

Coefficienti	Coesione	Sovraccarico	Attrito
Coefficienti di capacità portante	Nc= 21	Nq= 11	Ng= 7
Coefficienti di forma	sc= 1	sq= 1	sg= 1
Coefficienti di profondità	dc= 1.1	dq= 1.08	dg= 1
Coefficienti di inclinazione del carico	ic= 0.3	iq= 0.37	ig= 0.23
Coefficienti di inclinazione del piano di posa della fondazione	bc= 1	bq= 1	bg= 1
Coefficienti di inclinazione del pendio	gc= 1	gq= 1	gg= 1

6.5 Verifiche

6.5.1 Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente : 305 cm

Tensione terreno allo spigolo di valle : 1.72 daN/cm^q

Tensione terreno allo spigolo di monte : 0.11 daN/cm^q

6.5.2 Coefficienti di sicurezza

Non è stato calcolato alcun coefficiente di sicurezza, poichè non si possono effettuare in in maniera standard le verifiche a traslazione, rotazione e carico limite per la presenza di vincoli esterni.

7 Distribuzioni di pressioni

Le distribuzioni delle pressioni esercitate dai terreni circostanti il muro sono date attraverso un insieme di segmenti generalmente coincidenti i profili laterali dell'intervento murario. Ogni segmento presenta una distribuzione lineare di pressione che può variare vettorialmente da un valore (VX1, VY1) sino ad un valore (VX2, VY2). Le distribuzioni di pressione sono fornite per causa originante (pressione del terreno o pressione dell'acqua) e sommate globalmente.

7.1.1 Coefficienti di spinta sul paramento a monte

N.	coordinate				coefficiente
	X1	Y1	X2	Y2	Ka
1	-5	400	35	0	0.37

7.1.2 Coefficienti di spinta sul paramento a valle

N.	coordinate				coefficiente
	X1	Y1	X2	Y2	Kp
1	0	0	0	0	0

7.1.3 Coefficienti di spinta a monte

N.	coordinate				coefficiente
	X1	Y1	X2	Y2	Ka
1	200	400	200	-80	0.33

7.1.4 Coefficienti di spinta a valle

N.	coordinate				coefficiente
	X1	Y1	X2	Y2	Kp
1	105	0	105	-80	2.46

7.3 Normativa sismica

E' stata applicata la normativa sismica riferita al D.M. del 9-1-1996.

Sisma verticale: disattivato

Sisma orizzontale: attivato

Grado di sismicità : 6

Coefficiente m : 1

Coefficiente di risposta : 1

Coefficiente di protezione sismica : 1

In zona sismica per l'opera di sostegno viene valutato l'incremento sismico da dare alle spinte secondo quanto previsto dalla normativa (D.M. 16/1/1996, paragrafo D).

Chiamando F la spinta in condizioni statiche l'incremento sismico è dato da

$$\Delta F = F_s - F$$

in cui F_s è la spinta esercitata dal terreno in condizioni sismiche.

$$F_s = A \cdot F'$$

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos \theta}$$

$$\theta = \arctg(C)$$

$$C = \frac{S - 2}{100}$$

dove

S = grado di sismicità;

F' = spinta del terreno calcolata per α' , α , β , θ e per α , α , α , α

α' = angolo formato dall'intradosso del muro con la verticale;

α = angolo formato dalla superficie del terreno con l'orizzontale.

Tale incremento di spinta viene applicato ad una distanza dalla base del muro pari a 2/3 dell'altezza del muro stesso.

Si considera inoltre una forza d'inerzia orizzontale applicata nel baricentro dei pesi

$$F_i = C \cdot W$$

con W pari al peso proprio del muro e di tutti i pesi e carichi permanenti sovrastanti la zattera di fondazione.

Nel caso di presenza di falda viene considerato un incremento di spinta dovuta al sisma, applicata a $0.4 \cdot h_w$ (altezza della falda dalla base della fondazione), pari a

$$F_w = \frac{7}{12} \cdot C \cdot \gamma_w \cdot h^2_w$$

Stabilità globale

Ai fini della verifica di stabilità globale dell'opera vengono aggiunte nel baricentro dei conci le seguenti azioni:

In presenza di sisma verticale vengono considerati gli effetti sismici secondo la normativa D.M. 16/1/96 associando ai pesi dei conci un sistema di forze verticali la cui risultante è data da:

$$F_v = m \cdot C \cdot I \cdot W$$

Essendo:

m = coefficiente sismico per forze verticali (in genere m = 2);
 C = (S - 2) / 100
 S = grado di sismicità (S >= 2);
 I = coefficiente di protezione sismica;
 W = peso complessivo del concio.

Tale insieme di forze è considerato diretto verso l'alto e verso il basso dando origine in questo modo a due distinte combinazioni di carichi, con conseguente doppia analisi di stabilità per ogni centro, di cui viene considerato il coefficiente di sicurezza minore.

In presenza di sisma orizzontale viene associato ai pesi dei conci un sistema di forze orizzontali la cui risultante viene valutata con l'espressione:

$$F_h = C \cdot R \cdot I \cdot W$$

dove R è il coefficiente di risposta relativo alla direzione considerata.

In presenza simultanea di sisma verticale e orizzontale viene associato contemporaneamente il sistema delle forze F_v e F_h ai pesi dei conci, dando luogo ad una doppia combinazione dei carichi.

7.4 Parametri per dimensionamento armatura

Metodo di calcolo: Tensioni ammissibili D.M. 9-1-96, D.M. 14-2-92

Rck (resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo) : 300 daN/cm²
 Modulo elastico longitudinale Ec : 312202 daN/cm²
 Sigma ammissibile calcestruzzo : 97.5 daN/cm²
 Rapporto Ea/Ec per verifiche di resistenza : 15
 Rapporto Ea/Ec per verifiche in esercizio : 7
 Sigma ammissibile acciaio : 2000 daN/cm²
 Coefficiente Beta2 per calcolo ampiezza fessure : 0.5
 Riduzione della tau di aderenza per cattiva aderenza : 0.7
 fct,eff/fctm per calcolo ampiezza fessure : 1.2
 Ampiezza limite delle fessure : 0.15 mm

7.5 Sollecitazioni e verifiche

Tutte le verifiche sono riferite su sezioni di profondità nominale di un metro.

Significato dei simboli:

X: ascissa del baricentro della sezione

Y: ordinata del baricentro della sezione

H: altezza della sezione

As: area efficace dello strato superiore per metro

Cs: copriferro medio dello strato superiore

Ai: area efficace dello strato inferiore per metro

Ci: copriferro medio dello strato inferiore

M: momento flettente

N: sforzo normale

T: taglio

sigmac: compressione massima sul calcestruzzo

sigmaf: trazione massima sull'armatura

tau: tensione tangenziale massima

Srm: interasse delle fessure

Wk: ampiezza caratteristica delle fessure

ok: stato di verifica

Paramento

Il diagramma che segue mostra qualitativamente l'andamento delle principali sollecitazioni per il paramento.

X	Y	H	As	Cs	Ai	Ci	M	N	sigmaf	sigmac	T	tau
cm	cm	cm	cm ²	cm	cm ²	cm	daN cm	daN	daN/cm ²	daN/cm ²	daN	daN/cm ²
0	0	70	19	5.1	38	5.4	1516876	18509	916	-18	16854	2.9
-1	30	67	15.7	5.1	33.8	5.3	1316526	16045	930	-18	11945	2.16
-3	60	64	18.4	5.1	40.1	5.5	1126864	11938	678	-16	9099	1.73
-4	90	61	19	5.2	41.6	5.5	946953	8610	557	-15	7412	1.49
-6	120	58	19	5.2	41.6	5.5	778174	6041	469	-14	6266	1.33
-7	150	55	19	5.2	41.6	5.4	621489	4114	387	-12	5386	1.21
-9	180	52	19	5.2	41.6	5.4	477886	3625	321	-10	5386	1.29
-10	210	49	19	5.2	41.6	5.4	348113	2292	245	-9	4686	1.2
-12	240	46	19	5.2	41.6	5.4	240230	1309	178	-7	3588	0.98
-13	270	43	19	5.2	41.6	5.4	162788	-3669	82	-6	2607	0.77

PROGETTAZIONE DEFINITIVA E S.I.A., COMPRESIVA DELLE INDAGINI NECESSARIE E DELLE PIRME INDICAZIONI SULLA SICUREZZA DELL'ADEGUAMENTO A 4 CORSIE (CATEGORIA B DEL D.M. 05/11/2001) DELL'ITINERARIO AGRIGENTO-CALTANISSETTA NEL TRATTO LUNGO LA S.S. 640 DI "PORTO EMPEDOCLE" DAL Km 44+000 ALLO SVINCOLO SULLA A/19.

-15	300	40	19	5.2	41.6	5.4	92764	-2221	52	-4	1735	0.56
-16	330	37	19	5.2	41.6	5.4	42971	-1115	27	-2	964	0.34
-18	360	34	17.1	5.2	37.4	5.4	14076	-927	5	-1	964	0.38
-19	390	31	15.1	4.9	19	5.4						
-20	400	30	0	0	0	0						

Mensola di fondazione a valle (mensola sinistra)

Il diagramma che segue mostra qualitativamente l'andamento delle principali sollecitazioni per il basamento.

X	Y	H	As	Cs	Ai	Ci	M	N	sigmaf	sigmac	T	tau
cm	cm	cm	cm2	cm	cm2	cm	daN cm	daN	daN/cm2	daN/cm2	daN	daN/cm2
-105	-40	80	0	0	0	0						
-75	-40	80	22.6	5.3	68.2	5.4	-185413	-1471	87	-2	5533	0.82
-45	-40	80	22.6	5.3	68.2	5.4	-738122	-1233	443	-8	18073	2.69
-35	-40	80	22.6	5.3	68.2	5.4	-911992	-7377	426	-10	119211	17.73

Zoccolo centrale

X	Y	H	As	Cs	Ai	Ci	M	N	sigmaf	sigmac	T	tau
cm	cm	cm	cm2	cm	cm2	cm	daN cm	daN	daN/cm2	daN/cm2	daN	daN/cm2
-35	-40	80	22.6	5.3	68.2	5.4	-911992	-7377	426	-10	119211	17.73
-5	-40	80	22.6	5.3	68.2	5.4	-911992	-7377	426	-10	119211	17.73
25	-40	80	22.6	5.3	49.2	5.5	-415000	13650	565	-1	27896	4.15
35	-40	80	22.6	5.3	49.2	5.5	-415000	13650	565	-1	27896	4.15

Mensola di fondazione a monte (mensola destra)

X	Y	H	As	Cs	Ai	Ci	M	N	sigmaf	sigmac	T	tau
cm	cm	cm	cm2	cm	cm2	cm	daN cm	daN	daN/cm2	daN/cm2	daN	daN/cm2
35	-40	80	22.6	5.3	49.2	5.5	-415000	13650	565	-1	27896	4.15
65	-40	80	22.6	5.3	49.2	5.5	430059	16566	295	0	26796	3.99
95	-40	80	22.6	5.3	49.2	5.5	-150197	43867	1063	0	309386	46.02
125	-40	80	22.6	5.3	49.2	5.5	-5253033	-7706	3186	-60	193817	28.83
155	-40	80	22.6	5.3	49.2	5.5	-872063	-11485	325	-11	64150	9.54
185	-40	80	41.6	5.3	26.5	5.5						
200	-40	80	0	0	0	0						

7.6 Dimensionamento pali

Semina di pali n.1

Palo in CA

Diametro esterno

: 80 cm

Lunghezza esterna

: 1500 cm

Interasse tra pali

: 320 cm

Spostamento dal bordo sinistro

: 20.5 cm

Sfalsamento rispetto a sezione iniziale

: 0 cm

Inclinazione

: 0 °

Numero di frazioni FEM

: 10

Sollecitazioni in testa al palo

Vengono elencate in forma tabellare le sollecitazioni del palo nel nodo di collegamento con la mensola di fondazione. Per ogni palo appartenente alla semina viene data la sollecitazione per ogni combinazione di carico presente. L'identificazione del palo nella semina è possibile tramite la posizione rispetto alla sezione iniziale del muro. I valori momento e taglio sono specificati in valore assoluto.

Pos	Comb	N	M	T
cm		daN	daN cm	daN
0	1	-72161	581872	3770
320	1	-73840	572711	3743

Stato delle verifiche eseguite sul palo

Tutte le verifiche risultano soddisfatte

Dimensionamento

Posizione n.

: 1

Numero di barre

: 13

Copriferro di calcolo

: 4.3 cm

Diametro delle barre

: 22 mm

Interasse tra le barre

: 17.6 cm

Estensione da quota

: 77 cm

fino a quota

: -749 cm

Posizione n.

: 2

Numero di barre

: 13

ANAS –Direzione Generale

PROGETTAZIONE DEFINITIVA E S.I.A., COMPRENSIVA DELLE INDAGINI NECESSARIE E DELLE PIRME INDICAZIONI SULLA SICUREZZA DELL'ADEGUAMENTO A 4 CORSIE (CATEGORIA B DEL D.M. 05/11/2001) DELL'ITINERARIO AGRIGENTO-CALTANISSETTA NEL TRATTO LUNGO LA S.S. 640 DI "PORTO EMPEDOCLE" DAL Km 44+000 ALLO SVINCOLO SULLA A/19.

Copriferro di calcolo : 4.3 cm
 Diametro delle barre : 22 mm
 Interasse tra le barre : 17.6 cm
 Estensione da quota : -669 cm
 fino a quota : -1495 cm
 Verifica a pressoflessione
 Trazione ferri : 0 daN/cm2
 Compressione CLS : -20 daN/cm2
 Verifica a pressoflessione soddisfatta
 Verifica a punzonamento
 Perimetro punzonante : 372.3 cm
 Altezza utile : 77 cm
 Carico punzonante : 73498 daN
 Vrd1 : 163484 daN
 Vrd2 : 261574 daN
 Sagomati richiesti : 0 cm2
 Verifica a punzonamento soddisfatta
 Semina di pali n.2
 Palo in CA
 Diametro esterno : 80 cm
 Lunghezza esterna : 1800 cm
 Interasse tra pali : 320 cm
 Spostamento dal bordo sinistro : 190 cm
 Sfalsamento rispetto a sezione iniziale : 180 cm
 Inclinazione : 0 °
 Numero di frazioni FEM : 10

Sollecitazioni in testa al palo

Vengono elencate in forma tabellare le sollecitazioni del palo nel nodo di collegamento con la mensola di fondazione. Per ogni palo appartenente alla semina viene data la sollecitazione per ogni combinazione di carico presente. L'identificazione del palo nella semina è possibile tramite la posizione rispetto alla sezione iniziale del muro. I valori momento e taglio sono specificati in valore assoluto.

Pos	Comb	N	M	T
cm		daN	daN cm	daN
180	1	3267	3127508	22124
500	1	3805	2929998	21739

Stato delle verifiche eseguite sul palo
 Tutte le verifiche risultano soddisfatte

Dimensionamento

Posizione n. : 1
 Numero di barre : 16
 Copriferro di calcolo : 4.3 cm
 Diametro delle barre : 22 mm
 Interasse tra le barre : 14.4 cm
 Estensione da quota : 77 cm
 fino a quota : -899 cm
 Posizione n. : 2
 Numero di barre : 16
 Copriferro di calcolo : 4.3 cm
 Diametro delle barre : 22 mm
 Interasse tra le barre : 14.4 cm
 Estensione da quota : -819 cm
 fino a quota : -1795 cm
 Verifica a pressoflessione
 Trazione ferri : 1876 daN/cm2
 Compressione CLS : -59 daN/cm2
 Verifica a pressoflessione soddisfatta
 Verifica a punzonamento
 Perimetro punzonante : 401.3 cm
 Altezza utile : 77 cm
 Carico punzonante : 4745 daN
 Vrd1 : 176217 daN
 Vrd2 : 281948 daN
 Sagomati richiesti : 0 cm2
 Verifica a punzonamento soddisfatta

PAG. DI
 63 63

Raggruppamento Temporaneo:

Technital S.p.A. (Capogruppo) – Delta Ingegneria – Infratec – Progin – S.I.S. srl