



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. 12+671.48 (STRADALE)

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

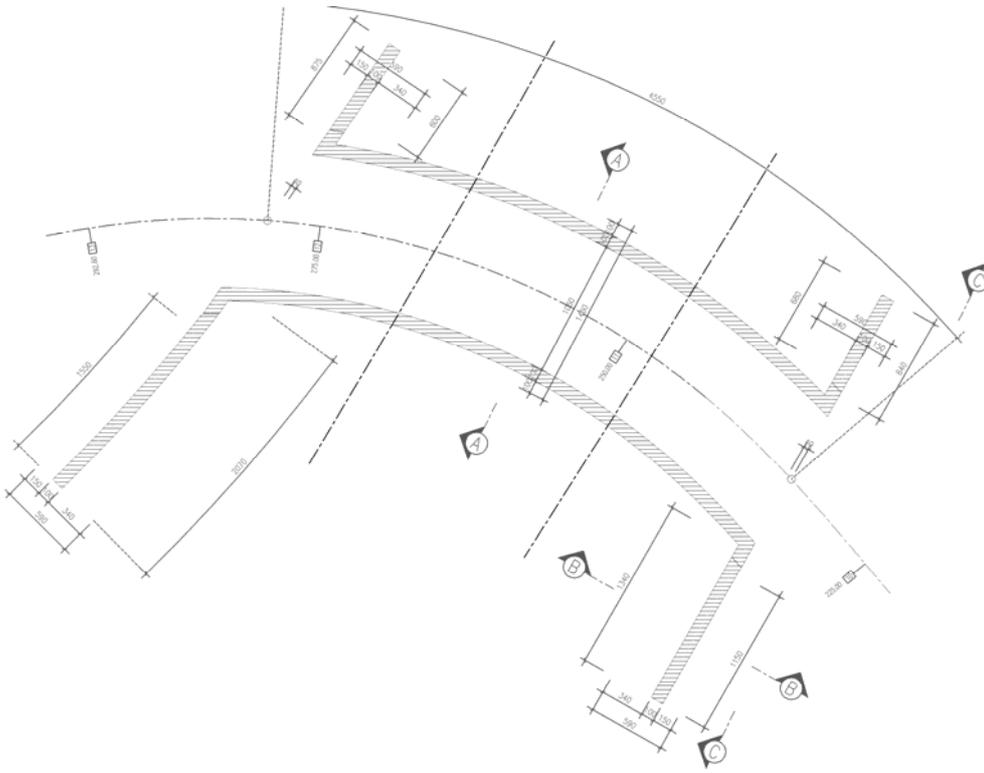
A

---Di---

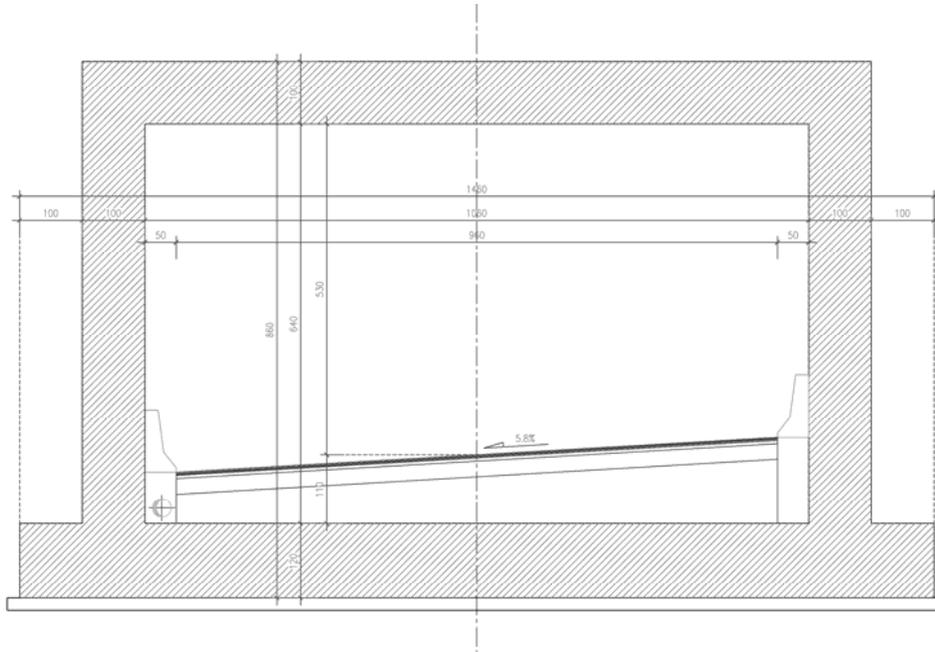
D					
C					
B					
A	EMMISSIONE	Ottobre 2006	P. Polani	F. Arciuli	C. Marro
REV.	DESCRIZIONE	DATA	VERIFICATO RESP. TECNICO	CONTROLLATO RESP. D'ITINERARIO	APPROVATO RESP. DI SETTORE

I N D I C E

1. PREMESSA	3
2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO	5
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	6
4. PARAMETRI GEOTECNICI	7
5. INTERAZIONE TERRENO - STRUTTURA	8
6. ALGORITMO DI CALCOLO.....	9
6.1 SPINTA A RIPOSO	9
6.2 SPINTA ATTIVA	10
6.3 SPINTA IN PRESENZA DI SISMA	10
6.4 METODO DI CALCOLO	11
7. CONDIZIONI DI CARICO.....	13
8. COMBINAZIONI DI CARICO	16
9. RISULTATI E VERIFICHE	17
9.1 SOLLECITAZIONI – COMBINAZIONI A I, A III, A V	17
9.2 SOLLECITAZIONI – COMBINAZIONI F I, F III.....	19
9.3 COMPUTO.....	20
9.4 VERIFICHE A PRESSO FLESSIONE E TAGLIO	21
9.5 VERIFICHE A FESSURAZIONE	22
10. MURI DI SOSTEGNO	23
 Allegato 1	
TABULATO DI CALCOLO SEZIONE TRASVERSALE - HR = 1,8 M.....	24
 Allegato 2	
TABULATO DI CALCOLO MURO DI SOSTEGNO.....	31



Pianta delle fondazioni



Sezione A-A

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 k controllato
- reti elettro-saldate F_{yk} > 390 N/mmq; F_{tk} > 440 N/mmq
- acciaio per carpenteria Fe 430

Copriferro netto

- strutture a contatto con il terreno s = 4 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 = 14.6 m;

c_t = coefficiente adimensionale di forma ottenuto dalla interpolazione dei valori dei coefficienti proposti dal Bowles, 1960 (L = lato maggiore della fondazione \approx 45 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 :

$$h_{terreno} = 1.8 \text{ m in corrispondenza dell'asse autostradale ;}$$

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

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:

$$\psi_1 = 0,4 + 0,74 \times ((100 - L) / 100)^2 = 0,98$$

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

9. RISULTATI E VERIFICHE

Dati geometrici :

Larghezza	= 10.6 m
Altezza	= 5.3 m
Spessore fondazione	= 1.20 m
Spessore traverso	= 1.00 m
Spessore piedritti	= 1.00 m
H ricoprimento	= 1.80 m

Sono quindi 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 sovraspinta sul solo piedritto sinistro.

Pertanto il peso di calcolo del terreno di ricoprimento è :

$$\gamma_{med} = 20,66 \text{ kN/m}^3$$

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

$$F_{hs} = C \cdot I \cdot (W_{soletta} + W_{p,perm} + W_{sov}) \text{ kN/m}^2 = 2,88 \text{ kN/m}^2$$

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

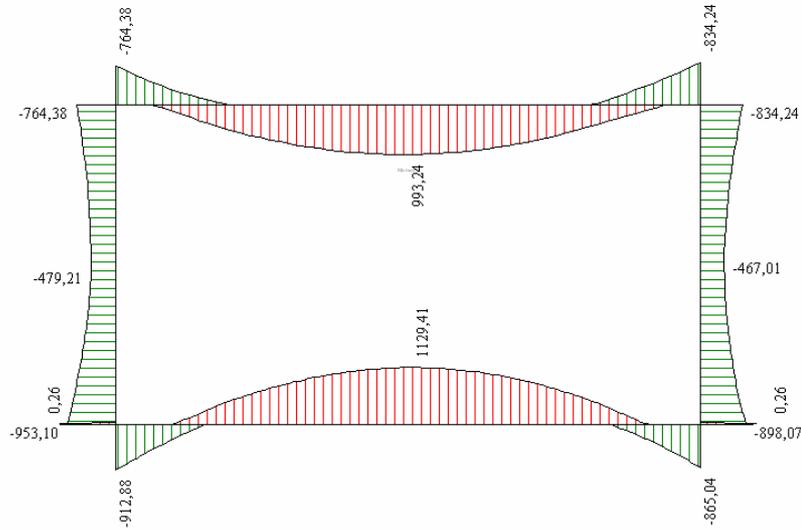
$$F_{hp} = C \cdot I \cdot W_{piedritto} \text{ kN/m}^2 = C \cdot 25 \cdot s_{piedritto} \text{ kN/m}^2 = 1,0 \text{ kN/m}^2$$

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

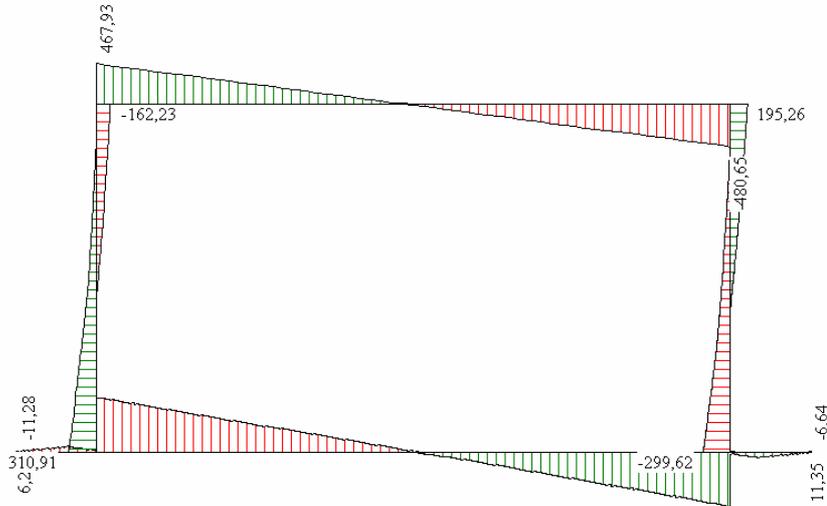
$$F_v = m \cdot C \cdot I \cdot (W_{soletta} + W_{p,perm} + W_{sov}) \text{ kN/m}^2 = 5,77 \text{ kN/m}^2$$

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

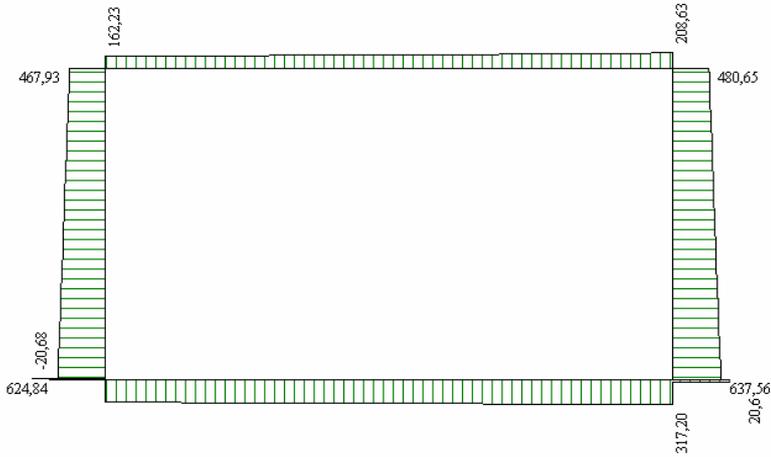
Momento flettente – Inviluppo



Taglio – Inviluppo

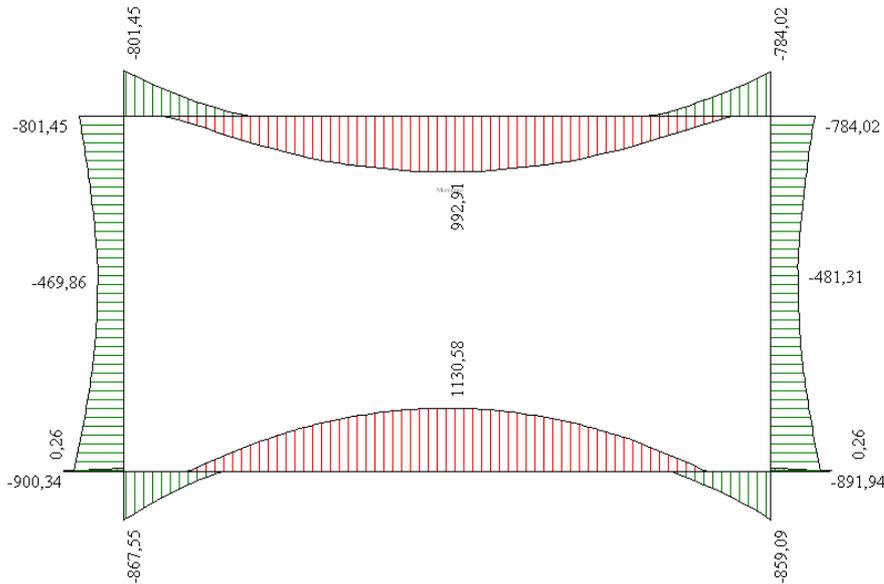


Sforzo Normale – Involuppo

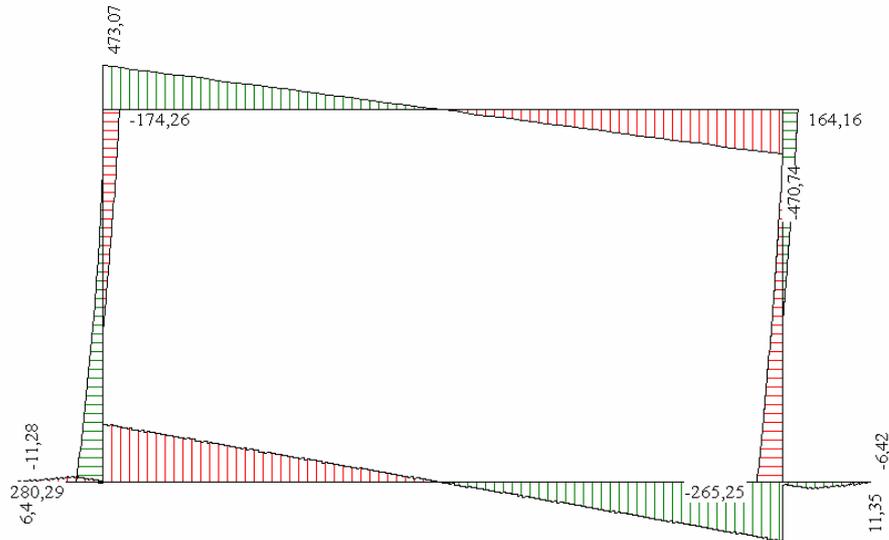


9.2 SOLLECITAZIONI – COMBINAZIONI F I, F III

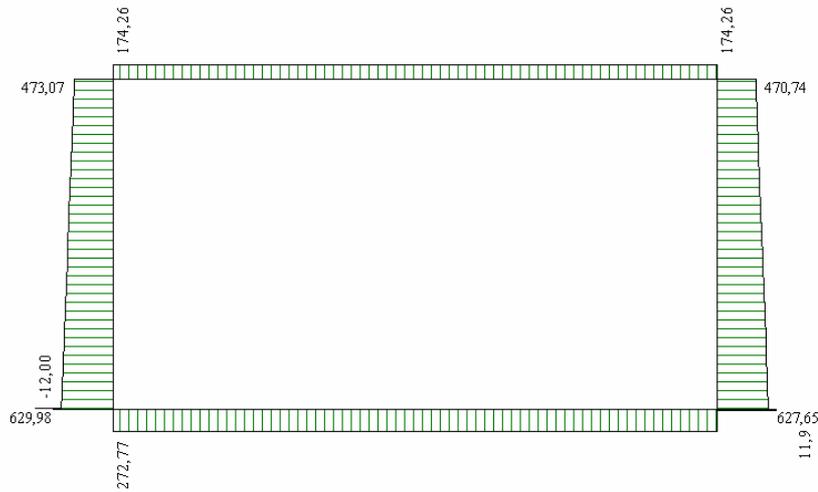
Momento flettente – Involuppo



Taglio – Inviluppo

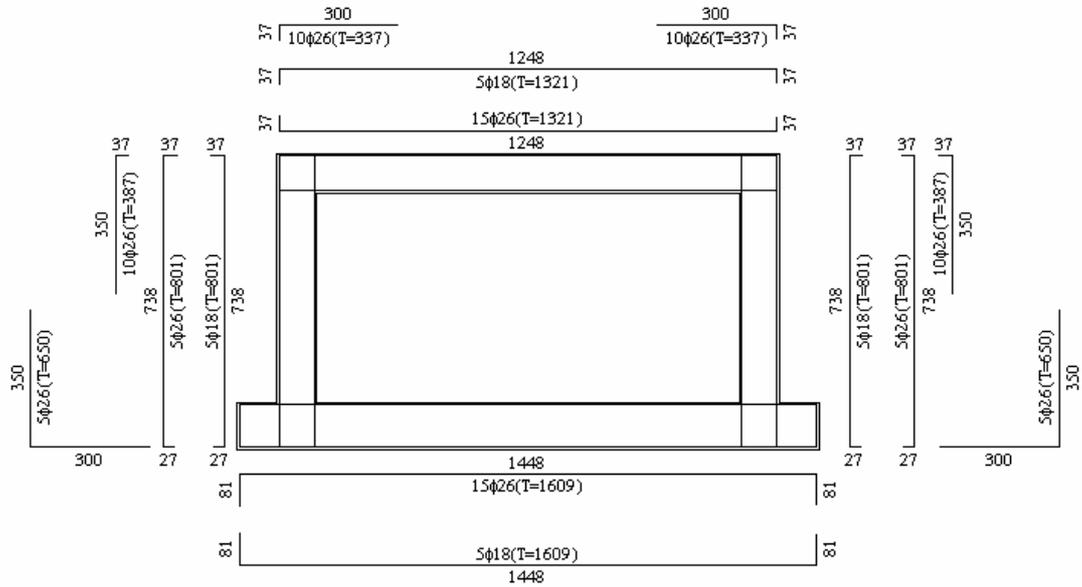


Sforzo Normale – Inviluppo



9.3 COMPUTO

Distinta Armature



Computo dei ferri

Diametro [mm]	Lunghezza [m]	Peso [kN]
26,00	729,32	29,8093
18,00	226,64	4,4399

Computo delle quantità

Volume calcestruzzo in fondazione	mc	17.52
Volume calcestruzzo in elevazione	mc	23.20
Superficie casseri	m ^q	34.20
Acciaio per armature	Kg	3492.39

9.4 VERIFICHE A PRESSO FLESSIONE E TAGLIO

Riepilogo sollecitazioni

Sezione	N [kN]	M [kN m]	T [kN]
Fondazione : campata	20,60	1130,00	0,00
Fondazione : attacco Piedritti	20,60	913,00	619,00
Piedritti : attacco Fondazione	640,00	953,00	310,00
Piedritti : attacco Traverso	480,00	834,00	195,00
Traverso : attacco Piedritti	200,00	834,00	480,00
Traverso : campata	200,00	993,00	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	100	120	5,30	130,00	0,00
Fondazione : attacco Piedritti	100	120	2,70	100,00	0,59
Piedritti : attacco Fondazione	100	100	5,80	120,00	0,32
Piedritti : attacco Traverso	100	100	5,50	100,00	0,25
Traverso : attacco Piedritti	100	100	3,20	100,00	0,55
Traverso : campata	100	100	6,20	150,00	0,00

9.5 VERIFICHE A FESSURAZIONE

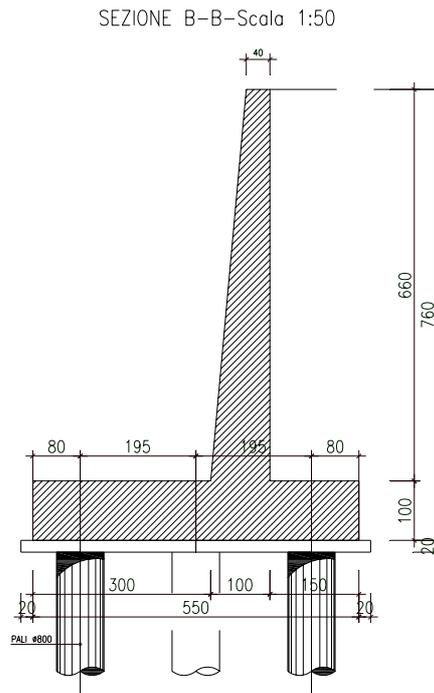
Il massimo valore di apertura delle fessure si riscontra nei piedritti ed è pari a :

$$w_k = 0,149 \text{ mm} < w_{lim} = 0,15 \text{ mm}$$

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.

La geometria dei muri di sostegno è riportata nella figura seguente



I pali sono del diametro di 800mm, sono lunghi 15 m e sono disposti in tre file.

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 = 1,8 m

Geometria scatolare

Descrizione:	Scatolare semplice	
Altezza esterna	7,50	[m]
Larghezza esterna	12,60	[m]
Lunghezza mensola di fondazione sinistra	1,00	[m]
Lunghezza mensola di fondazione destra	1,00	[m]
Spessore piedritto sinistro	1,00	[m]
Spessore piedritto destro	1,00	[m]
Spessore fondazione	1,20	[m]
Spessore traverso	1,00	[m]

Caratteristiche strati terreno

Strato di ricoprimento

Descrizione	Terreno di ricoprimento	
Spessore dello strato	1,80	[m]
Peso di volume	20,6660	[kN/mc]
Peso di volume saturo	20,6666	[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_{c0})	0,596	[MPa]
Tensione tang.ammissibile cls (τ_{c1})	1,810	[MPa]
Coeff. omogeneizzazione cls teso/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

Forze distribuite

X_i, X_f ascisse del punto iniziale e finale per carichi distribuiti verticali

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.

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
Spinta sovraccarico statico	1.00	1.00	1.00
Var term uniforme +15°	1.00	1.00	1.00

Raggruppamento Temporaneo:

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

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

Spinta sui piedritti

Pressione geostatica

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]

Attiva [combinazione 9]

a Riposo [combinazione 10]

PAG. DI
28 41

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.

Sisma

Coefficiente di intensità sismica (percento)
Spinta sismica

7.00
Mononobe-Okabe

Pressione in calotta(solo peso terreno)
Angolo diffusione sovraccarico

0,0371988
0,00 [°]

Coefficienti di spinta

N° combinazione	Statico	Sismico
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	0,336
10	0,455	0,497

Discretizzazione strutturale

Numero elementi fondazione	154
Numero elementi traverso	60
Numero elementi piedritto sinistro	66
Numero elementi piedritto destro	66
Numero molle fondazione	155
Numero molle piedritto sinistro	67
Numero molle piedritto destro	67

PAG. DI
29 41

Raggruppamento Temporaneo:

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

Inviluppo spostamenti nodali

Inviluppo spostamenti fondazione

X [m]	u _{xmin} [cm]	u _{xmax} [cm]	u _{ymin} [cm]	u _{ymax} [cm]
0,00	11,5026	31,8911	6,2247	6,8799
7,30	11,5002	31,8870	5,9394	6,7501
14,51	11,4977	31,8825	6,1458	7,3036

Inviluppo spostamenti traverso

X [m]	u _{xmin} [cm]	u _{xmax} [cm]	u _{ymin} [cm]	u _{ymax} [cm]
1,50	11,4287	32,2316	6,1844	6,8404
7,30	11,4589	32,0539	6,3717	7,3647
13,10	11,3743	31,8758	6,1221	7,1735

Inviluppo spostamenti piedritto sinistro

Y [m]	u _{xmin} [cm]	u _{xmax} [cm]	u _{ymin} [cm]	u _{ymax} [cm]
0,60	11,5026	31,8912	6,1763	6,8302
3,80	11,3922	31,9910	6,1807	6,8357
7,00	11,4287	32,2316	6,1844	6,8404

Inviluppo spostamenti piedritto destro

Y [m]	u _{xmin} [cm]	u _{xmax} [cm]	u _{ymin} [cm]	u _{ymax} [cm]
0,60	11,4978	31,8826	6,1140	7,1630
3,80	11,5522	31,9472	6,1184	7,1686
7,00	11,3743	31,8758	6,1221	7,1735

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	5,66	6,25	-20,68	-7,46
7,30	732,18	1129,02	-3,03	7,04	139,48	305,26
14,60	0,00	0,00	-6,64	-5,59	7,46	20,68

Inviluppo sollecitazioni traverso

X [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
1,50	-764,38	-242,25	359,68	467,93	17,08	162,23
7,30	405,87	993,24	-6,70	1,78	32,98	185,43
13,10	-834,24	-222,18	-480,65	-356,17	32,98	208,63

Inviluppo sollecitazioni piedritto sinistro

Y [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0,60	-953,10	-594,81	142,42	310,91	516,59	624,84
3,80	-480,17	-264,55	-22,22	84,45	438,14	546,38
7,00	-764,38	-242,25	-162,23	-17,08	359,68	467,93

Inviluppo sollecitazioni piedritto destro

Y [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0,60	-898,07	-603,27	-299,62	-136,55	513,08	637,56
3,80	-468,07	-274,50	-87,51	40,96	434,63	559,10
7,00	-834,24	-222,18	26,74	195,26	356,17	480,65

ALLEGATO 2

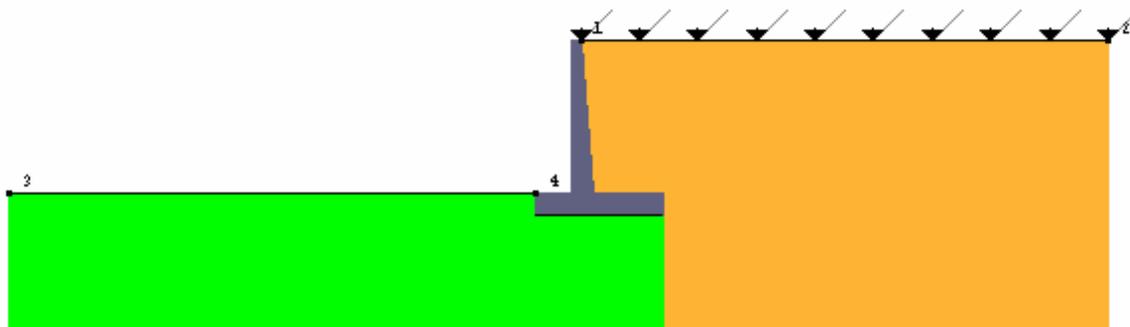
Tabulato di calcolo Muro di sostegno

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.

Disassamento : 0 cm
 2.7 Zoccolo centrale in fondazione
 Larghezza : 100 cm
 Altezza a sx : 100 cm
 Altezza a dx : 100 cm
 Sfalsamento : 0 cm
 2.8 Mensola destra in fondazione
 Larghezza : 300 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.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	-10	660
2	2	2270	660

Strato n.2, materiale sottostante: fondazione

Progressivo	N.	X cm	Y cm
1	3	-2480	0
2	4	-200	0

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

Progressivo	N.	X cm	Y cm
1	-	-200	-100
2	-	-50	-100
3	-	50	-100
4	-	350	-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)

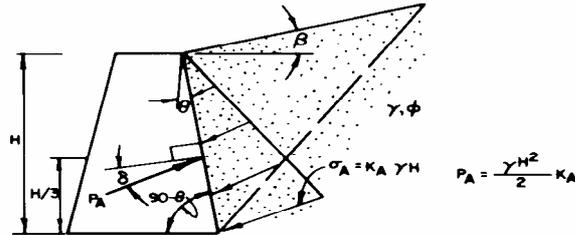
Metodo di calcolo della spinta : Coulomb

Metodo di verifica portanza del terreno : Brinch-Hansen

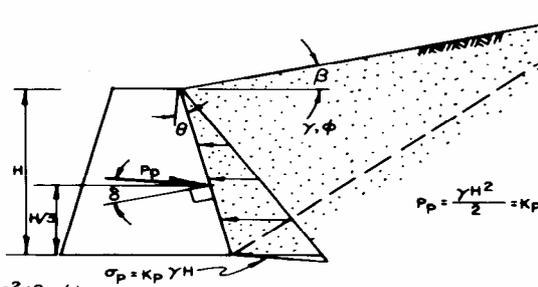
Coefficiente di attrito terreno-fondazione	: 0
Moltiplicatore spinta passiva per traslazione	: 0.4
Moltiplicatore spinta passiva per rotazione	: 0.4
Moltiplicatore spinta passiva per portanza terreno	: 0.4
Moltiplicatore spinta passiva per equilibrio	: 0.4
Lunghezza Fondazione per verifica carico limite	: 60000 cm
Sigma ammissibile terreno di fondazione	: 3 daN/cm ²

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:

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

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 = Bf - 2e);

L = lunghezza efficace della fondazione (depurata dell'eventuale eccentricità del carico L = Lf - 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:

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

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

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

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

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

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

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

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

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	35	102	0	-253
Peso proprio del terreno a monte	185	340	0	-424.71
Spinta del terreno a monte	350	183	-227.41	-9.1
Spinta del terreno a valle	0	-67	22.18	0
Carichi su terreno a monte	170	0	0	-36
Forza di inerzia dovuta al muro	35	102	-10.12	0
Forza di inerzia dovuta al terreno a monte	185	340	-16.99	0

Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle : 68972 daN cm
 Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle : -236363 daN cm
 Sforzo normale sul piano di posa della fondazione : -723 daN
 Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione: 246 daN
 Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione : 43.4 cm
 Inclinazione della risultante rispetto alla normale : 18.8 °
 Momento rispetto al baricentro della fondazione : 31381 daN cm
 Carico ultimo della fondazione : 705.5 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= 1.07	dq= 1.06	dg= 1
Coefficienti di inclinazione del carico	ic= 0.33	iq= 0.39	ig= 0.26
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 : 550 cm
 Tensione terreno allo spigolo di valle : 1.94 daN/cm²
 Tensione terreno allo spigolo di monte : 0.69 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	-10	660	50	0	0.37

7.1.2 Coefficienti di spinta sul paramento a valle

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

7.1.3 Coefficienti di spinta a monte

N.	coordinate				coefficiente
	X1	Y1	X2	Y2	
1	350	660	350	-100	0.33

7.1.4 Coefficienti di spinta a valle

N.	coordinate				coefficiente
	X1	Y1	X2	Y2	
1	200	0	200	-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 , γ , δ , ϵ e per α'' , α' , β , γ , δ , ϵ

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	100	22.6	5.2	60.6	5.5	6874085	-9694	1270	-45	24159	2.84
-1	30	97	19.7	5.2	56.3	5.4	6219275	-8567	1279	-44	23520	2.85
-3	60	94	18.3	5.1	59.3	5.5	5626914	-8153	1136	-42	20672	2.58
-4	90	92	19	5.1	60.6	5.5	5073099	-8027	1033	-39	18599	2.4
-5	120	89	19	5.1	60.6	5.5	4544294	-7771	955	-37	16918	2.25
-7	150	86	19	5.1	60.6	5.5	4047837	-7914	875	-35	16918	2.33
-8	180	84	19	5.1	60.6	5.5	3582692	-7482	801	-33	15472	2.2
-10	210	81	19	5.1	60.6	5.5	3142830	-6949	729	-30	14195	2.1
-11	240	78	19	5.1	60.6	5.5	2727343	-6347	657	-28	13055	2
-12	270	75	19	5.2	60.6	5.5	2336564	-6394	581	-26	13055	2.08
-14	300	73	19	5.2	60.6	5.5	1974370	-5715	511	-23	12035	1.99
-15	330	70	19	5.2	60.6	5.5	1631439	-5031	440	-20	11129	1.92
-16	360	67	19	5.2	60.6	5.5	1316280	-4359	371	-18	9425	1.7
-18	390	64	19	5.2	60.6	5.5	1035721	-4138	302	-15	7827	1.47
-19	420	62	19	5.2	60.6	5.5	801372	-4116	241	-13	7827	1.55
-20	450	59	19	5.2	60.6	5.5	601480	-3353	190	-10	6334	1.31
-22	480	56	19	5.2	60.6	5.5	431542	-2641	143	-8	4946	1.08
-23	509	54	19	5.2	60.6	5.5	290299	-1978	101	-6	3662	0.85
-25	539	51	19	5.2	60.6	5.4	180507	-1968	63	-4	3662	0.9
-26	569	48	19	5.2	60.6	5.4	102046	-1353	37	-3	2482	0.65
-27	599	45	19	5.2	60.6	5.4	46654	-781	17	-1	1407	0.39
-29	629	43	17.2	5.2	56.2	5.4	13063	-254	5	0	435	0.13
-30	659	40	0	0	0	0						
-30	660	40	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
-170	-50	100	53.1	5.5	102.6	5.4	-191090	-3043	17	-1	4993	0.59
-140	-50	100	53.1	5.5	102.6	5.4	2084116	9664	282	-9	72030	8.46
-110	-50	100	53.1	5.5	102.6	5.4	-968580	-11481	113	-5	88972	10.46
-80	-50	100	53.1	5.5	102.6	5.4	1255012	-7262	116	-7	73163	8.59
-50	-50	100	53.1	5.5	102.6	5.4	2515896	-9587	253	-13	51853	6.09

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
-50	-50	100	53.1	5.5	102.6	5.4	2515896	-9587	253	-13	51853	6.09
-20	-50	100	53.1	5.5	102.6	5.4	2515896	-9587	253	-13	51853	6.09
10	-50	100	53.1	5.5	64.6	5.4	-2854424	10155	706	-15	47416	5.58
40	-50	100	53.1	5.5	64.6	5.4	-2854424	10155	706	-15	47416	5.58
50	-50	100	53.1	5.5	64.6	5.4	-2854424	10155	706	-15	47416	5.58

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
50	-50	100	53.1	5.5	64.6	5.4	-2854424	10155	706	-15	47416	5.58
80	-50	100	53.1	5.5	64.6	5.4	-3665029	1910	810	-20	69294	8.15
110	-50	100	53.1	5.5	64.6	5.4	-1923235	8391	490	-10	42817	5.03
140	-50	100	53.1	5.5	64.6	5.4	-971284	10326	303	-4	28876	3.4
170	-50	100	53.1	5.5	64.6	5.4	-115454	11730	135	0	26245	3.09
200	-50	100	53.1	5.5	64.6	5.4	715814	13550	229	-2	26245	3.08
230	-50	100	53.1	5.5	64.6	5.4	1622021	17571	419	-7	32986	3.87
260	-50	100	53.1	5.5	64.6	5.4	5312999	35460	1208	-25	155633	18.28
290	-50	100	53.1	5.5	64.6	5.4	-2899784	-23534	436	-18	142514	16.76
320	-50	100	74.2	5.5	57.8	5.4	-386512	-5512	32	-2	11922	1.4
350	-50	100	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 : 240 cm

Spostamento dal bordo sinistro : 25 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	-69788	1777617	7583
240	1	-70755	1818020	7659
480	1	-69785	1785319	7597

Stato delle verifiche eseguite sul palo

Tutte le verifiche risultano soddisfatte

Dimensionamento

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.

```

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
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 : 207 daN/cm2
Compressione CLS : -38 daN/cm2
Verifica a pressoflessione soddisfatta
Verifica a punzonamento
Perimetro punzonante : 412.7 cm
Altezza utile : 97 cm
Carico punzonante : 70262 daN
Vrd1 : 228303 daN
Vrd2 : 365284 daN
Sagomati richiesti : 0 cm2
Verifica a punzonamento soddisfatta
Semina di pali n.2
Palo in CA
Diametro esterno : 80 cm
Lunghezza esterna : 1500 cm
Interasse tra pali : 240 cm
Spostamento dal bordo sinistro : 225 cm
Sfalsamento rispetto a sezione iniziale : 100 cm
Inclinazione : 0 °
Numero di frazioni FEM : 10
    
```

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
100	1	-46505	3109097	19057
340	1	-46774	3118082	19081

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
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 : 1112 daN/cm2
Compressione CLS : -60 daN/cm2
Verifica a pressoflessione soddisfatta
Verifica a punzonamento
Perimetro punzonante : 482.7 cm
Altezza utile : 97 cm
Carico punzonante : 42738 daN
Vrd1 : 267022 daN
Vrd2 : 427236 daN
    
```

PAG. D
40 41

Raggruppamento Temporaneo:

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

Sagomati richiesti : 0 cm²
 Verifica a punzonamento soddisfatta
 Semina di pali n.3
 Palo in CA
 Diametro esterno : 80 cm
 Lunghezza esterna : 1500 cm
 Interasse tra pali : 240 cm
 Spostamento dal bordo sinistro : 430 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	-9484	3070395	18945
240	1	-10183	3229721	19353
480	1	-10062	3072345	18953

Stato delle verifiche eseguite sul palo
 Tutte le verifiche risultano soddisfatte

Dimensionamento

Posizione n. : 1
 Numero di barre : 14
 Copriferro di calcolo : 4.3 cm
 Diametro delle barre : 22 mm
 Interasse tra le barre : 16.4 cm
 Estensione da quota : 97 cm
 fino a quota : -889 cm
 Posizione n. : 2
 Numero di barre : 14
 Copriferro di calcolo : 4.3 cm
 Diametro delle barre : 22 mm
 Interasse tra le barre : 16.4 cm
 Estensione da quota : -809 cm
 fino a quota : -1795 cm
 Verifica a pressoflessione
 Trazione ferri : 1765 daN/cm²
 Compressione CLS : -62 daN/cm²
 Verifica a pressoflessione soddisfatta
 Verifica a punzonamento
 Perimetro punzonante : 442.7 cm
 Altezza utile : 97 cm
 Carico punzonante : 8389 daN
 Vrd1 : 244897 daN
 Vrd2 : 391835 daN
 Sagomati richiesti : 0 cm²
 Verifica a punzonamento soddisfatta