



PROGETTO ESECUTIVO

Lavori di "Rigenerazione urbana del centro abitato di Ramacca, volto alla riduzione del fenomeno di marginalizzazione e degrado sociale, nonché al miglioramento della qualità del decoro urbano e del tessuto sociale ed ambientale da attuare nei vicoli adiacenti del centro storico"

CUP: F12F22000310001 - CIG: 9569954FDB



Il Progettista:



AB2 Engineering
 Progettazione e Costruzione S.r.l.
 Uffici: Via Mons. Domenico Orlando
 n° 14 - 95126 CATANIA



Il Progettista indicato e Direttore Tecnico
Ing. Antonino BELPASSO

Il Progettista architettonico
Ing. Alessia LEANZA

Gruppo di lavoro:
Ing. Claudia GULLOTTO (C.S.P.)
Ing. Sergio BONFISSUTO
Dott. Geol. Alessio D'URSO

Il R.U.P.:

Geom. Salvatore SOTTOSANTI

Visti e approvazioni:

PROGETTO: RELAZIONE DI CALCOLO

ELABORATO

ST

PROG.

02

REV.

0

CARTELLA	N. GEN. ELAB.	FILE NAME	NOTE	SCALA		
PRO	047	ST.02_0				
1						
0	EMISSIONE			APRILE 2023	A.L.	C.G.
REV.		DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO
						A.B.
						APPROVATO

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE DI CALCOLO

ST.02_0

Sommario

1.	FINALITÀ.....	3
2.	NORMATIVA DI RIFEIRMENTO.....	3
2.1	DEFINIZIONI UTILI.....	4
3.	VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA.....	4
4.	VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFEIRMENTO	5
5.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SITO	6
5.1	CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO	6
5.2	CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA.....	6
6.	MATERIALI DA COSTRUZIONE DA IMPIEGARE.....	7
7.	AZIONI SULLE COSTRUZIONI	8
7.1	GENERALITÀ	8
7.2	PESO PROPRIO STRUTTURALE.....	9
7.3	COMBINAZIONI AGLI STATI LIMITE ULTIMI.....	9
7.3.1	COMBINAZIONE DI CARICO FONDAMENTALE	9
7.3.1	COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA	11
7.4	COMBINAZIONI AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	12
7.4.1	COMBINAZIONE DI CARICO CARATTERISTICA O RARA	12
7.4.1	COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA	12
7.5	ANALISI DEI CARICHI	13
8.	VERIFICHE DI SICUREZZA AGLI STATI LIMITE ULTIMI	13
8.1	VERIFICHE AL RIBALTAMENTO	16
8.2	VERIFICHE ALLO SCORRIMENTO	18
8.3	CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO DI FONDAZIONE.....	19
9.	VERIFICHE DI STABILITÀ DEL PENDIO.....	22
9.1	METODO DI BELL	23
9.2	METODO DI BISHOP	24
9.3	METODO DI JAMBU	24
9.4	RIEPILOGO DEI RISULTATI DELLA VERIFICA DI STABILITÀ DEL PENDIO	25
10.	SOFTWARE E CODICE DI CALCOLO AI SENSI DEL CAP. 10.2 – N.T.C. 2018	27

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE DI CALCOLO

ST.02_0

1. FINALITÀ

Sono illustrati con la presente i risultati dei calcoli che riguardano il calcolo delle spinte, le verifiche di stabilità e di resistenza di muri di sostegno.

2. NORMATIVA DI RIFEIRMENTO

I calcoli sono condotti nel pieno rispetto della normativa vigente e, in particolare, la normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo, verifica e progettazione è costituita dalle *Norme Tecniche per le Costruzioni*, emanate con il D.M. 17/01/2018 pubblicato nel suppl. 8 G.U. 42 del 20/02/2018, nonché la Circolare del Ministero Infrastrutture e Trasporti del 21 Gennaio 2019, n. 7 "Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni".

Nel presente progetto si è utilizzato il **Metodo agli Stati Limite di cui al D.M. 2018**

La cronologia storica di cui alle normative di riferimento per le indagini geognostiche, il calcolo, la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno previste in progetto è dunque la seguente:

- **Legge 05/11/1971, n. 1086** – *Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica*;
- **Legge 02/02/1974, n. 64** – *Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche*;
- **Istruzioni CNR 10024/86** – *Analisi mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo*;
- **D.P.R. 06/06/2001, n. 380** – *Testo unico per l'edilizia*;
- **D.M. 14/01/2008** - *Norme Tecniche sulle Costruzioni* (nel seguito anche "NTC 2008");
- **Circolare 02/02/2009, n. 617** – *Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008*.
- **D.M. 17/01/2018** - *Norme Tecniche sulle Costruzioni* (nel seguito anche "NTC" o "NTC 2018");
- **DM 11/03/1988** – *Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione*;
- **Circolare Min. LL.PP. 24/09/1988, n. 30483** – *Legge 2 febbraio 1974 – D.M. 11 marzo 1988. Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione. Istruzioni per l'applicazione*.

Quest'ultimo blocco di norme (a partire dal DM 11/03/1988) si devono applicare integralmente, salvo che per i materiali e i prodotti, le azioni e il collaudo statico per le quali valgono le prescrizioni riportate nelle NTC 2018.

2.1 DEFINIZIONI UTILI

Stato limite: è la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze elencate nelle NTC.

Durabilità: capacità della costruzione di mantenere, nell'arco della vita nominale di progetto, i livelli prestazionali (caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali e delle strutture) per i quali è stata progettata, tenuto conto delle caratteristiche ambientali in cui ci si trova e del livello previsto di manutenzione.

3. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Per la valutazione della sicurezza delle strutture previste in progetto viene utilizzato il **metodo semi-probabilistico agli Stati Limite** basato sull'impiego di coefficienti parziali di sicurezza sulle resistenze dei materiali (riduzione delle resistenze), sui carichi agenti (amplificazione dei carichi) e sui sistemi strutturali e geotecnici. I coefficienti parziali di sicurezza sulle resistenze dei materiali (γ_M) e delle azioni (γ_F), per loro natura variabili aleatorie, tengono conto della variabilità delle rispettive grandezze, delle incertezze relative alle tolleranze geometriche e dell'affidabilità del modello di calcolo. I coefficienti parziali sono fissati dalla normativa.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli **stati limite ultimi (SLU)** e generalmente espressa dalla seguente equazione formale:

$$E_d \leq R_d$$

in cui E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, funzione appunto delle azioni di progetto (F_d) e della geometria del problema, mentre R_d è la resistenza di progetto, funzione delle caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati (X_d) e della geometria di progetto.

Il valore di progetto della resistenza di un dato materiale X_d è, a sua volta, funzione del valore caratteristico della resistenza, definito come frattile 5% della distribuzione statistica della grandezza, attraverso l'espressione $X_d = X_k / \gamma_M$.

Il valore di progetto della generica azione agente sulla costruzione F_d è ottenuto dal suo valore caratteristico F_k , inteso come frattile 95% della distribuzione statistica o come valore caratterizzato da un assegnato periodo di ritorno, attraverso l'espressione: $F_d = \gamma_F F_k$. Nel caso di combinazione di più azioni variabili di origine diversa si definisce un valore di combinazione $\gamma_0 F_k$, ove γ_0 è un opportuno coefficiente di combinazione che tiene conto della ridotta probabilità che più azioni di diversa origine si realizzino simultaneamente con il loro valore caratteristico.

In **condizioni di esercizio (SLE)** la verifica si effettua confrontando il valore limite di progetto C_d dell'aspetto di funzionalità esaminato (es. spostamento massimo ammissibile) con il corrispondente valore di progetto dell'effetto delle azioni (E_d):

$$E_d \leq C_d$$

4. VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFEIRMENTO

Con riferimento alla tabella 2.4.I delle NTC, la **vita nominale di progetto VN** dell'opera strutturale di che trattasi viene fissata in **50** anni.

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

In tale periodo la struttura, purché soggetta a manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, si fissa come **classe d'uso** la **II** (tra le quattro previste dalla norma di cui al paragrafo 2.4.2. delle NTC), a cui corrisponde il coefficiente d'uso **$C_U = 50$** .

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

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

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

Per le costruzioni a servizio di attività a rischio di incidente rilevante si adotteranno valori di C_U anche superiori a 2, in relazione alle conseguenze sull'ambiente e sulla pubblica incolumità determinate dal raggiungimento degli stati limite.

Le azioni sismiche sulle costruzioni vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale di progetto V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \text{ anni } (\geq 35 \text{ anni})$$

5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SITO

5.1 CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO

La caratterizzazione meccanica dei terreni è stata effettuata sulla base delle evidenze fornite dalle indagini eseguite, anche in considerazione dei valori suggeriti dallo studio geologico effettuato. I parametri cautelativamente adottati per le verifiche geotecniche:

- **Argille alterate**

$\varphi' = 17,00^\circ$	Angolo di attrito interno
$c' = 0,10 \text{ kg/cmq}$	Coesione
$\gamma = 18,50 \text{ kN/m}^3$	Peso per unità di volume del terreno
$C_u = 0,40 \text{ kg/cmq}$	Coesione del terreno drenata

- **Argille brecciate**

$\varphi' = 15,00^\circ$	Angolo di attrito interno
$c' = 0,40 \text{ kg/cmq}$	Coesione
$\gamma = 18,50 \text{ kN/m}^3$	Peso per unità di volume del terreno
$C_u = 0,40 \text{ kg/cmq}$	Coesione del terreno drenata

La categoria di sottosuolo è la **“categoria B”**, mentre il coefficiente topografico indicato è **“coefficiente topografico T1”**

5.2 CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA

Il modello geotecnico, ossia lo schema rappresentativo del volume significativo di terreno, suddiviso in unità omogenee sotto il profilo fisico-meccanico (stratificazioni, ...), del regime delle pressioni interstiziali e che comprenda i valori caratteristici delle grandezze fisico-meccaniche dei terreni e delle rocce coinvolte per l'analisi quantitativa dei problemi geotecnici è indicato nell'allegato "Tabulato di calcolo".

Il valore caratteristico di un parametro geotecnico e una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro per ogni stato limite considerato. Deve derivare dall'interpretazione dei risultati di specifiche prove di laboratorio su campioni rappresentativi di terreno e prove e misure in sito. Atteso che l'opera di sostegno sarà corredata a tergo da adeguati drenaggi non viene considerata, nei calcoli, la presenza di falda.

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE DI CALCOLO

ST.02_0

6. MATERIALI DA COSTRUZIONE DA IMPIEGARE

Nella struttura in c.a. il peso dell'unità di volume del cls non armato si assume pari a 24 kN/m³, mentre quello del cls armato (e/o precompresso) si assume pari a 25 kN/m³. L'acciaio per c.a. che occorre adottare è il tipo **B450C** (acciaio ad aderenza migliorata), sia per l'armatura longitudinale a flessione che per quella trasversale a taglio o di ripartizione. L'utilizzo dell'acciaio B450A è possibile solo per armatura di ripartizione con diametri compresi tra 5 e 10 mm.

Le caratteristiche del calcestruzzo e dell'acciaio in sede progettuale sono desunte dalle formulazioni di cui al cap. 4.1.2 e 11 delle NTC. Il Tabulato riporta i valori delle resistenze dei materiali, determinati sulla base delle formule di seguito indicate.

CARATTERISTICHE MATERIALI				
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI				
CARATTERISTICHE C. A. ELEVAZIONE				
Classe Calcestruzzo	C28/35		Classe Acciaio	B450C
Modulo Elastico CLS	323082	kg/cmq	Modulo Elastico Acc	2100000 kg/cmq
Coeff. di Poisson	0,2		Tipo Armatura	POCO SENSIBILI
Resist.Car. CLS 'fck'	280,0	kg/cmq	Tipo Ambiente	ORDINAR. XC2/XC3
Resist. Calcolo 'fcd'	158,0	kg/cmq	Resist.Car.Acc 'fyk'	4500,0 kg/cmq
Tens. Max. CLS 'rcd'	158,0	kg/cmq	Tens. Rott.Acc 'ftk'	4500,0 kg/cmq
Def.Lim.El. CLS 'eco'	0,20	%	Resist. Calcolo'fyd'	3913,0 kg/cmq
Def.Lim.Ult CLS 'ecu'	0,35	%	Def.Lim.Ult.Acc'eyu'	1,00 %
Fessura Max.Comb.Rare		mm	Sigma CLS Comb.Rare	168,0 kg/cmq
Fessura Max.Comb.Perm	0,3	mm	Sigma CLS Comb.Perm	126,0 kg/cmq
Fessura Max.Comb.Freq	0,4	mm	Sigma Acc Comb.Rare	3600,0 kg/cmq
Peso Spec.CLS Armato	2500	kg/mc	Copriferro Netto	2,5 cm
CARATTERISTICHE C. A. FONDAZIONE				
Classe Calcestruzzo	C28/35		Classe Acciaio	B450C
Modulo Elastico CLS	323082	kg/cmq	Modulo Elastico Acc	2100000 kg/cmq
Coeff. di Poisson	0,2		Tipo Armatura	POCO SENSIBILI
Resist.Car. CLS 'fck'	280,0	kg/cmq	Tipo Ambiente	ORDINAR. XC2/XC3
Resist. Calcolo 'fcd'	158,0	kg/cmq	Resist.Car.Acc 'fyk'	4500,0 kg/cmq
Tens. Max. CLS 'rcd'	158,0	kg/cmq	Tens. Rott.Acc 'ftk'	4500,0 kg/cmq
Def.Lim.El. CLS 'eco'	0,20	%	Resist. Calcolo'fyd'	3913,0 kg/cmq
Def.Lim.Ult CLS 'ecu'	0,35	%	Def.Lim.Ult.Acc'eyu'	1,00 %
Fessura Max.Comb.Rare		mm	Sigma CLS Comb.Rare	168,0 kg/cmq
Fessura Max.Comb.Perm	0,3	mm	Sigma CLS Comb.Perm	126,0 kg/cmq
Fessura Max.Comb.Freq	0,4	mm	Sigma Acc Comb.Rare	3600,0 kg/cmq
Peso Spec.CLS Armato	2500	kg/mc	Peso Spec.CLS Magro	2200 kg/mc
Copriferro Netto	2,5	cm		

7. AZIONI SULLE COSTRUZIONI

In questo capitolo sono determinate le azioni agenti sull'opera di sostegno in esame. Le azioni verranno poi combinate direttamente dal software secondo condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli.

Le azioni possono essere classificate in base al modo che hanno di espletarsi:

- *dirette*: forze concentrate, carichi distribuiti, fissi o mobili;
- *indirette*: spostamenti impressi, variazioni di temperatura e di umidità, ritiro, precompressione, cedimenti di vincoli, ecc.
- *degrado*:
 - endogeno: alterazione naturale del materiale di cui è composta l'opera strutturale;
 - esogeno: alterazione delle caratteristiche dei materiali costituenti l'opera strutturale, a seguito di agenti esterni.

Oppure possono essere classificate in base alla risposta strutturale:

- *statiche*: azioni applicate alla struttura che non provocano accelerazioni significative della stessa o di alcune sue parti;
- *pseudo statiche*: azioni dinamiche rappresentabili mediante un'azione statica equivalente;
- *dinamiche*: azioni che causano significative accelerazioni della struttura o dei suoi componenti.

7.1 GENERALITÀ

In questo capitolo sono determinate le azioni agenti sull'opera di sostegno in esame.

Le azioni verranno poi combinate direttamente dal software secondo condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli.

Azioni permanenti (G) (azioni che agiscono durante tutta la vita nominale di progetto della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è molto lenta e di modesta entità tale da non provocare accelerazioni significative nella struttura)

- peso proprio degli elementi strutturali, peso proprio del terreno, spinte del terreno e dell'acqua (G1);
- peso proprio di tutti gli elementi non strutturali portati (G2);
- eventuali carichi permanenti concentrati che gravano in testa al muro (es. tabelloni pubblicitari, recinzione, ecc.) e concentrati o distribuiti sul terrapieno di monte (costruzioni, depositi di materiali ecc.).

Azioni variabili (Q) (azioni che agiscono sulla costruzione con valori variabili, anche sensibilmente, nel tempo)

- sovraccarichi variabili che agiscono sul terrapieno di monte (es. traffico veicolare circolante su strada);
- spinte del terreno prodotte per effetto di sovraccarichi variabili applicati sul terrapieno;

Azioni sismiche (E) (azioni dinamiche derivanti dai terremoti che causano significative accelerazioni della struttura).

7.2 PESO PROPRIO STRUTTURALE

Viene determinato in automatico dal software in funzione delle dimensioni geometriche dell'opera di sostegno e dei pesi dell'unità di volume dei materiali coinvolti. In fase di progettazione possono essere assunti i valori dei pesi dell'unità di volume riportati in tab. 3.1.I delle NTC.

7.3 COMBINAZIONI AGLI STATI LIMITE ULTIMI

Ai fini delle verifiche degli stati limite ultimi, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

7.3.1 COMBINAZIONE DI CARICO FONDAMENTALE

La **combinazione di carico "fondamentale" agli Stati Limite Ultimi (S.L.U.)** è espressa dalla seguente formula simbolica:

$$F_d = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots + \dots$$

dove:

- F_d rappresenta l'azione complessiva di progetto
- il segno + significa "da combinarsi con" e non "da sommarsi con"
- non è presente l'azione sismica E
- G_1 e G_2 sono i carichi permanenti strutturali e non strutturali
- P è il valore della forza di precompressione (strutture in c.a.p.)
- Q_{k1} è il valore caratteristico dell'azione variabile dominante (di base) di ogni combinazione (es. sovraccarico);
- Q_{k2} , Q_{k3} , ... sono i valori caratteristici delle azioni variabili (tra loro indipendenti) che possono agire contemporaneamente a quella di base (es. azione del vento, azione della neve, azione della temperatura);
- γ_{G1} , γ_{G2} , $\gamma_P = 1$, γ_{Q1} , γ_{Q2} , γ_{Q3} sono i coefficienti parziali per le azioni (Tab. 2.6.I N.T.C.):

"Lavori di rigenerazione urbana del centro abitato di Ramacca, volto alla riduzione del fenomeno di marginalizzazione e degrado sociale, nonché del miglioramento della qualità del decoro urbano e del tessuto sociale ed ambientale da attuare nei vicoli adiacenti del centro storico" CUP: F12F22000310001 - CIG: 9569954FDB

Comune di Ramacca

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE DI CALCOLO

ST.02_0

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLI

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qk}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

$\Psi_{02}, \Psi_{03} \dots$ (minore o uguale a uno) sono i **coefficienti di combinazione** allo stato limite ultimo, da determinarsi sulla base di considerazioni statistiche; per i muri che sostengono strade possono prendersi a riferimento i coefficienti di combinazione previsti per le rimesse e i parcheggi indicati in Tab. 2.5.I delle NTC:

- Ψ_0 valore raro;
- Ψ_1 valore frequente;
- Ψ_2 valore quasi permanente.

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)	da valutarsi caso per caso		
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Il coefficiente di combinazione rappresenta la probabilità, più o meno elevata, che le azioni variabili indipendenti si presentino tutte contemporaneamente con il loro valore caratteristico (si assume quindi che l'azione di base si presenti con il valore caratteristico e che le altre azioni variabili assumano un valore inferiore determinato dal coefficiente di combinazione).

I coefficienti parziali di sicurezza γ_F applicati ai carichi hanno lo scopo di "coprire" l'incertezza residua propria dei carichi caratteristici. Tali coefficienti sono omessi (o resi unitari) nel calcolo agli Stati limite di esercizio. Per la generica struttura, quando non è possibile stabilire a priori se il carico permanente aumenta o meno la sicurezza è necessario analizzare le combinazioni che derivano dall'assumere per γ_G sia il valore più alto che quello più basso indicato in tabella. Così vale anche per i carichi accidentali la cui presenza in alcuni casi può aumentare la sicurezza (in questo caso i carichi variabili devono essere omessi).

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE DI CALCOLO

ST.02_0

Applicando i superiori concetti al caso in esame, dove al più è presente una sola tipologia di azione variabile (il sovraccarico q_1 sul terrapieno di monte), si considereranno le seguenti combinazioni di carico che consentono di ottenere le sollecitazioni più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche:

Combinazione n° 1 (sovraccarico q_1 non presente):

$$F_d = \gamma_G \cdot G$$

Combinazione n° 2 (sovraccarico q_1 presente):

$$F_d = \gamma_G \cdot G + \gamma_{q1} \cdot q_{k1}$$

7.3.1 COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA

Oltre alle combinazioni fondamentali, per gli S.L.U. occorre anche considerare la **combinazione di carico "sismica"**, espressa dalla seguente formula simbolica:

$$F_d = E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots + \dots$$

dove è presente l'azione sismica E , i coefficienti parziali γ_F sulle azioni sono unitari e i carichi variabili sono tutti abbattuti con i coefficienti di combinazione ψ_2 (v. tabella sopra). Sotto l'effetto dell'azione sismica di progetto, le opere e i sistemi geotecnici devono rispettare gli stati limite ultimi. Allo scopo basta fare riferimento al solo **stato limite di salvaguardia della vita (S.L.V.)** di cui al capitolo sul calcolo dell'azione sismica. **Le verifiche agli stati limite ultimi in presenza di azioni sismiche devono essere eseguite ponendo pari a 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando i coefficienti parziali sulle resistenze di progetto γ_R indicati nel capitolo 7 delle N.T.C., oppure con i γ_R indicati del capitolo 6 delle N.T.C. laddove non è indicato nulla nel citato capitolo 7.** Nel caso in esame, dove al più è presente una sola tipologia di azione variabile (il sovraccarico q_1 sul terrapieno di monte), si considera la seguente combinazione di carico che consente di ottenere le sollecitazioni più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche:

Combinazione sismica:

$$F_d = E + G + \psi_{21} \cdot q_{k1}$$

7.3.1.1 STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE

Il sito presso il quale è ubicato il manufatto deve essere stabile nei confronti della liquefazione, fenomeno associato alla perdita di resistenza al taglio in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate provocando l'aumento delle pressioni neutre fino ad arrivare ad annullare gli sforzi efficaci nel terreno.

Se il terreno risulta suscettibile di liquefazione con effetti sui pendii o manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione (se si adottano fondazioni profonde occorre comunque valutare la riduzione di capacità portante). La verifica a liquefazione può essere omessa, come nel caso di specie, quando si manifesti almeno una delle 4 condizioni indicate al par. 7.11.3.4.2 delle N.T.C.

7.4 COMBINAZIONI AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

7.4.1 COMBINAZIONE DI CARICO CARATTERISTICA O RARA

Per le verifiche agli S.L.E., si considera, come previsto dalla Normativa (N.T.C. 2018), la **combinazione di carico "caratteristica" o rara** (che si applicava anche nel metodo alle tensioni ammissibili):

$$F_d = G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Nel caso in esame, dove al più è presente una sola tipologia di azione variabile, si considereranno le seguenti combinazioni di carico:

Combinazione n° 1 (sovraccarico q_1 non presente):

$$F_d = G$$

Combinazione n° 2 (sovraccarico q_1 presente):

$$F_d = G + q_{k1}$$

7.4.1 COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA

La **combinazione di carico "sismica"**, già vista, in cui le azioni sismiche E da considerare sono meno intense rispetto al caso degli SLU, è la seguente:

$$F_d = E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots + \dots$$

Come si può notare, i coefficienti parziali γ_F sulle azioni sono in entrambe le famiglie di combinazioni unitari. I carichi variabili Q_k che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche devono essere omissi.

Sotto l'effetto dell'azione sismica di progetto, le opere e i sistemi geotecnici devono rispettare gli stati limite di esercizio. A tale fine basta fare riferimento al solo stato limite di salvaguardia di danno (SLD) di cui al capitolo sul calcolo dell'azione sismica. Le verifiche agli stati limite di esercizio in presenza di azioni sismiche devono essere eseguite ponendo pari a 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici.

Per le opere di sostegno sono ammissibili spostamenti permanenti indotti dal sisma che non alterino significativamente la resistenza dell'opera e che siano compatibili con la sua funzione e con quella di eventuali strutture o infrastrutture interagenti con essa. Nel caso in esame, dove al più è presente una sola tipologia di azione variabile, si considera la seguente combinazioni di carico:

Combinazione sismica:

$$F_d = E + G + \psi_{21} \cdot q_{k1}$$

dove l'azione sismica E è valutata allo **Stato Limite di Danno (SLD)**, e quindi si tratta di un'azione sismica meno intensa di quella prevista per gli stati limite ultimi.

7.5 ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio e carichi permanenti

Per gli elementi in c.a. si considera un peso specifico $\gamma_C = 25 \text{ kN/m}^3$. Nei modelli numerici i pesi sono calcolati automaticamente dal software di calcolo.

Carichi accidentali a tergo dei muri

Si considera un sovraccarico accidentale a tergo delle opere pari a $50,00 \text{ kN/m}^2$.

Azione sismica (E)

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione, che costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. La pericolosità sismica del sito è definita in termini di:

a_g accelerazione orizzontale massima del terreno;

F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

L'accelerazione orizzontale massima attesa a_g è riferita in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale di categoria A, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR nel periodo di riferimento VR per ogni stato limite considerato. I valori dei parametri a_g , F_0 e T_c^* relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento sono forniti nelle tabelle riportate nell'ALLEGATO B delle NTC.

Dato il periodo di riferimento della struttura $VR = 50$ anni, si possono individuare i seguenti stati limite:

Stato Limite	Tr	$a_g=A_g/g$	F_0	T_c^*
<i>Operatività (SLO)</i>	30	0.041	2.53	0.252
<i>Danno (SLD)</i>	50	0.052	2.511	0.279
<i>Salvag. Vita (SLV)</i>	475	0,176	2.37	0.432
<i>Collasso (SLC)</i>	975	0.255	2.42	0.462

8. VERIFICHE DI SICUREZZA AGLI STATI LIMITE ULTIMI

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE DI CALCOLO

ST.02_0

Si suppone valida l'ipotesi in base alla quale la spinta attiva si ingenera in seguito al movimento del manufatto nella direzione della spinta agente. Le ipotesi di base per il calcolo della spinta sono le seguenti, le medesime adottate dal metodo di calcolo secondo *Coulomb*, con l'estensione di *Muller-Breslau* e *Mononobe-Okabe*:

- In fase di spinta attiva si crea all'interno del terrapieno un cuneo di spinta, che si distacca dal terreno indisturbato tramite linee di frattura rettilinee, lungo le quali il cuneo scorre generando tensioni tangenziali dovute all'attrito.
- Sul cuneo di spinta agiscono le seguenti forze: peso proprio del terreno, sovraccarichi applicati sull'estradosso del terrapieno, spinte normali alle superfici di scorrimento del cuneo (da una parte contro il paramento e dall'altra contro la porzione di terreno indisturbato), forze di attrito che si innescano lungo le superfici del cuneo e che si oppongono allo scorrimento.
- In condizioni sismiche, al peso proprio del cuneo va aggiunta una componente orizzontale, ed eventualmente anche una verticale, pari al peso complessivo moltiplicato per il prodotto dei coefficienti sismici.
- Il fatto che il muro ha spostamenti significativi fa in modo che l'attrito che si genera è pari al valore massimo possibile, sia in condizioni di spinta attiva che di spinta passiva, quindi le risultanti delle reazioni sulle pareti del cuneo risultano inclinate di un angolo ϕ rispetto alla normale alla superficie di scorrimento.

Il programma *C.D.W. Win*, pur adottando le stesse ipotesi, piuttosto che utilizzare la formula di *Coulomb* in forma chiusa, applica la procedura originaria derivante dall'equilibrio delle forze agenti sul cuneo di spinta, cercando il valore di massimo della spinta per tentativi successivi su tutti i possibili cunei di spinta. Così facendo si possono aggiungere alle ipotesi già indicate le seguenti generalizzazioni, che invece devono essere trascurate utilizzando i metodi classici:

- Il terreno spingente può essere costituito da diversi strati, separati da superfici di forma generica, con caratteristiche geotecniche differenti.
- Il profilo dell'estradosso del terrapieno spingente può avere una forma generica qualsiasi, purché coerente con le caratteristiche del terreno.
- I sovraccarichi agenti sul terrapieno possono avere una distribuzione assolutamente libera.
- Può essere tenuta in conto la coesione interna del terreno e la forza di adesione tra terreno e muro.

- Si può calcolare la spinta di un muro con mensola aerea stabilizzante a monte, al di sotto della quale si crea un vuoto nel terreno.
- È possibile conoscere l'esatto andamento delle pressioni agenti sul profilo del muro anche nei casi sopra detti, in cui tale andamento non è lineare, ma la cui distribuzione incide sul calcolo delle sollecitazioni interne.
- Si può supporre anche l'esistenza una linea di rottura del cuneo interna, che va dal vertice estremo della mensola di fondazione a monte fino a intersecare il paramento, inclinata di un certo angolo legato a quello di attrito interno del terreno stesso. Si può quindi conoscere l'esatta forma del cuneo di spinta, per cui le forze in gioco variano in quanto solo una parte di esso è a contatto con il paramento. Il peso proprio del terreno portato sarà solo quello della parte di terrapieno che realmente rimarrà solidale con la fondazione e non risulterà interessato da scorrimenti, quindi in generale un triangolo. Ciò fa sì che il peso gravante sulla fondazione può risultare notevolmente inferiore a quello ricavato con i metodi usuali, dal momento che una parte è già stata conteggiata nel cuneo di spinta.

Per quanto riguarda la spinta passiva, quella del terrapieno a valle, le uniche differenze rispetto a quanto detto consistono nel fatto che le forze di attrito e di coesione tra le superfici di scorrimento del cuneo hanno la direzione opposta che nel caso di spinta attiva, nel senso che si oppongono a un moto di espulsione verso l'alto del cuneo, e la procedura iterativa va alla ricerca di un valore minimo piuttosto che un massimo. Nei casi di fondazione su pali o muri tirantati si può ritenere più giusto adottare un tipo di spinta a riposo, che considera il cuneo di terreno non ancora formato e spostamenti dell'opera nulli o minimi. Tale spinta è in ogni caso superiore a quella attiva e la sua entità si dovrebbe basare su considerazioni meno semplicistiche. Il programma opera prendendo come riferimento una costante di spinta pari a:

$$K_0 = 1 - 0,9 \times \tan \phi$$

essendo ϕ l'angolo di attrito interno del terreno, formula che si trova diffusamente in letteratura. Se tale deve essere la costante di spinta per un terreno uniforme, ad estradosso rettilineo orizzontale e privo di sovraccarichi e di azione sismica, viene ricavato un fattore di riduzione dell'angolo di attrito interno del terreno, tale che utilizzando questo angolo ridotto e la consueta procedura per il calcolo della spinta attiva, la costante fittizia di spinta attiva corrisponda alla costante a riposo della formula sopra riportata. Una volta ricavato questo fattore riduttivo, il programma procede al calcolo con le procedure standard, mettendo in gioco le altre variabili, quali la sagomatura dell'estradosso e degli strati, la presenza di sovraccarichi variamente distribuiti e la condizione sismica. La giustificazione di ciò risiede nella considerazione in base alla quale in condizioni di spinta a riposo, gli spostamenti interni al terreno sono ridotti rispetto alla spinta attiva, quindi l'attrito che si mobilita è una parte di quello massimo possibile, e di conseguenza la spinta risultante cresce. In base a queste considerazioni di ordine generale, il programma opera come segue:

- Si definisce la geometria di tutti i vari cunei di spinta di tentativo, facendo variare l'angolo di scorrimento dalla parte di monte da 0 fino al valore limite $90 - \phi$. Quindi in caso di terreno

multistrato, la superficie di scorrimento sarà costituita da una spezzata con inclinazioni differenti da strato a strato. Ciò assicura valori di spinta maggiori rispetto a una eventuale linea di scorrimento unica rettilinea. L'angolo di scorrimento interno, quello dalla parte del paramento, qualora si attivi la procedura "*Coulomb estes*" è posto pari a 3/4 dell'angolo utilizzato a monte. Tale percentuale è quella che massimizza il valore della spinta. È possibile però attivare la procedura "*Coulomb classico*", in cui tale superficie si mantiene verticale, ma utilizzando in ogni caso l'angolo di attrito tra terreno e muro.

- Si calcola l'entità complessiva dei sovraccarichi agenti sul terrapieno che ricadono nella porzione di estradosso compresa nel cuneo di spinta.
- Si calcola il peso proprio del cuneo di spinta e le eventuali componenti sismiche orizzontali e verticali dovute al peso proprio ed eventualmente anche ai sovraccarichi agenti sull'estradosso.
- Si calcolano le eventuali azioni tangenziali sulle superfici interne dovute alla coesione interna e all'adesione tra terreno e muro.
- In base al rispetto dell'equilibrio alla traslazione verticale e orizzontale, nota l'inclinazione delle spinte sulle superfici interne (pari all'angolo di attrito), sviluppato in base a tutte le forze agenti sul concio, si ricavano le forze incognite, cioè le spinte agenti sul paramento e sulla superficie di scorrimento interna del cuneo.
- Si ripete la procedura per tutti i cunei di tentativo, ottenuti al variare dell'angolo alla base. Il valore massimo (minimo nel caso di spinta passiva) tra tutti quelli calcolati corrisponde alla spinta del terrapieno.

8.1 VERIFICHE AL RIBALTAMENTO

La verifica al ribaltamento si effettua in sostanza come equilibrio alla rotazione di un corpo rigido sollecitato da un sistema di forze, ciascuna delle quali definita da un'intensità, una direzione e un punto di applicazione. Non va eseguita se la fondazione è su pali. Le forze che vengono prese in conto sono le seguenti:

- Spinta attiva complessiva del terrapieno a monte.
- Spinta passiva complessiva del terrapieno a valle (da considerare nella quota parte indicata nei dati generali).
- Spinta idrostatica dell'acqua della falda a monte, a valle e sul fondo.
- Forze esplicite applicate sul muro in testa, sulla mensola a valle e sulla mensola di fondazione a valle.
- Forze massime attivabili nei tiranti per moto di ribaltamento.
- Forze di pretensione dei tiranti.
- Peso proprio del muro composto con l'eventuale componente sismica.

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE DI CALCOLO

ST.02_0

- Peso proprio della parte di terrapieno solidale con il muro composto con l'eventuale componente sismica.

Di ciascuna di queste forze verrà calcolato il momento, ribaltante o stabilizzante, rispetto ad un punto che è quello più in basso dell'estremità esterna della mensola di fondazione a valle. In presenza di dente di fondazione disposto a valle, il punto di equilibrio è quello più esterno al di sotto del dente. Ai fini del calcolo del momento stabilizzante o ribaltante, esso per ciascuna forza è ottenuto dal prodotto dell'intensità della forza per la distanza minima tra la linea d'azione della forza e il punto di rotazione. Qualora tale singolo momento abbia un effetto ribaltante verrà conteggiato nel momento ribaltante complessivo, qualora invece abbia un effetto stabilizzante farà parte del momento stabilizzante complessivo. Può quindi accadere che il momento ribaltante sia pari a 0, e ciò fisicamente significa che incrementando qualunque forza, ma mantenendone la linea d'azione, il muro non andrà mai in ribaltamento. Il coefficiente di sicurezza al ribaltamento è dato dal rapporto tra il momento stabilizzante complessivo e quello ribaltante.

VERIFICHE STABILITA' MURO 1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Combinazione di carico piu' svantaggiosa:	1	A1
Momento forze ribaltanti complessivo:	11316	Kgm/m
Momento stabilizzante forze peso e carichi:	22202	Kgm/m
Momento stabilizzante massimo dovuto ai tiranti:	0	Kgm/m
Coefficiente sicurezza minimo al ribaltamento:	1,96	-----

LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA

VERIFICHE STABILITA' MURO 2

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Combinazione di carico piu' svantaggiosa:	2	A1
Momento forze ribaltanti complessivo:	2975	Kgm/m
Momento stabilizzante forze peso e carichi:	10416	Kgm/m
Momento stabilizzante massimo dovuto ai tiranti:	0	Kgm/m
Coefficiente sicurezza minimo al ribaltamento:	3,50	-----

LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA

VERIFICHE STABILITA' MURO 3

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Combinazione di carico piu' svantaggiosa:	2	A1
Momento forze ribaltanti complessivo:	1145	Kgm/m
Momento stabilizzante forze peso e carichi:	8050	Kgm/m
Momento stabilizzante massimo dovuto ai tiranti:	0	Kgm/m
Coefficiente sicurezza minimo al ribaltamento:	7,03	-----

LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE DI CALCOLO

ST.02_0

8.2 VERIFICHE ALLO SCORRIMENTO

La verifica allo scorrimento è effettuata come equilibrio alla traslazione di un corpo rigido, sollecitato dalle stesse forze prese in esame nel caso della verifica a ribaltamento, tranne per il fatto che per i tiranti il sistema di forze è quello che si innesca per moto di traslazione. Ciascuna forza ha una componente parallela al piano di scorrimento del muro, che a seconda della direzione ha un effetto stabilizzante o instabilizzante, e una componente ad esso normale che, se di compressione, genera una reazione di attrito che si oppone allo scorrimento. Una ulteriore parte dell'azione stabilizzante è costituita dall'eventuale forza di adesione che si suscita tra il terreno e la fondazione. In presenza di dente di fondazione, la linea di scorrimento non è più quella di base della fondazione, ma è una linea che attraversa il terreno sotto la fondazione, e che congiunge il vertice basso interno del dente con l'estremo della mensola di fondazione opposta. In tal caso quindi l'attrito e l'adesione sono quelli interni del terreno. In questo caso viene conteggiato pure il peso della parte di terreno sottostante alla fondazione che nel moto di scorrimento rimane solidale con il muro. Il coefficiente di sicurezza allo scorrimento è dato dal rapporto tra l'azione stabilizzante complessiva e quella instabilizzante. La verifica viene effettuata per tutte le combinazioni di carico previste.

VERIFICHE STABILITA' MURO 1		
VERIFICA ALLO SCORRIMENTO		
Combinazione di carico piu' svantaggiosa:	1	A1
Risultante forze che attivano lo scorrimento:	9849	Kg/m
Risultante forze che si oppongono allo scorrimento:	15349	Kg/m
Forza dei tiranti che si oppone allo scorrimento:	0	Kg/m
Coefficiente sicurezza minimo allo scorrimento:	1,56	----
LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA		

VERIFICHE STABILITA' MURO 2		
VERIFICA ALLO SCORRIMENTO		
Combinazione di carico piu' svantaggiosa:	2	A1
Risultante forze che attivano lo scorrimento:	3950	Kg/m
Risultante forze che si oppongono allo scorrimento:	6031	Kg/m
Forza dei tiranti che si oppone allo scorrimento:	0	Kg/m
Coefficiente sicurezza minimo allo scorrimento:	1,53	----
LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA		

VERIFICHE STABILITA' MURO 3		
VERIFICA ALLO SCORRIMENTO		
Combinazione di carico piu' svantaggiosa:	2	A1
Risultante forze che attivano lo scorrimento:	2175	Kg/m
Risultante forze che si oppongono allo scorrimento:	4864	Kg/m
Forza dei tiranti che si oppone allo scorrimento:	0	Kg/m
Coefficiente sicurezza minimo allo scorrimento:	2,24	----
LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA		

8.3 CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Nel caso di fondazione diretta, si assume quale carico limite che provoca la rottura del terreno di fondazione quello espresso dalla formula di *Brinch-Hansen*. Tale formula fornisce il valore della pressione media limite sulla superficie d'impronta della fondazione, eventualmente parzializzata in base all'eccentricità. Esiste un tipo di pressione limite a lungo termine, in condizioni drenate, e un altro a breve termine in eventuali condizioni non drenate.

Le espressioni complete utilizzate sono le seguenti:

- *In condizioni drenate:*

$$Q_{lim} = \frac{1}{2} \Gamma \cdot B \cdot N_g \cdot i_g \cdot d_g \cdot b_g \cdot s_g \cdot g_g + C \cdot N_c \cdot i_c \cdot d_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot g_c + Q \cdot N_q \cdot i_q \cdot d_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot g_q$$

- *In condizioni non drenate:*

$$Q_{lim} = C_u \cdot N_{c'} \cdot i_{c'} \cdot d_{c'} \cdot b_{c'} \cdot s_{c'} \cdot g_{c'} + Q \cdot i_{q'} \cdot d_{q'} \cdot b_{q'} \cdot s_{q'} \cdot g_{q'}$$

Fattori di portanza, ϕ in gradi:

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

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi$$

$$N_{c'} = 2 + \pi$$

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

Fattori di forma:

$$s_q = 1 + 0,1 \cdot \frac{B}{L} \cdot \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

$$s_{q'} = 1$$

$$s_c = 1 + 0,2 \cdot \frac{B}{L} \cdot \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

$$s_{c'} = 1 + 0,2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$s_g = s_q$$

Fattori di profondità, K espresso in radianti:

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

$$d_{q'} = 1$$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan \phi}$$

$$d_g = 1$$

$$\text{dove } K = \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} \leq 1 \text{ o } K = \arctan \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} > 1$$

Fattori di inclinazione dei carichi:

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot C_a \cdot \cot \phi} \right]^m$$

$$i_{q'} = 1$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi}$$

$$i_{c'} = 1 - \frac{m \cdot H}{B \cdot L \cdot C_u \cdot N_c}$$

$$i_g = \left[1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot C_a \cdot \cot \phi} \right]^{m+1}$$

$$\text{con } m = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$$

Fattori di inclinazione del piano di posa, η in radianti:

$$b_q = (1 - \eta \cdot \tan \phi)^2$$

$$b_{q'} = 1$$

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan \phi}$$

$$b_{c'} = 1 - 2 \cdot \frac{\eta}{N_{c'}}$$

$$b_g = g_q$$

Fattori di inclinazione del terreno, β in radianti:

$$g_q = (1 - \tan \beta)^2$$

$$g_{q'} = 1$$

$$g_c = 1 - 2 \cdot \frac{\beta}{N_c}$$

$$g_g = g_q$$

essendo:

- Γ = peso specifico del terreno di fondazione
- Q= sovraccarico verticale agente ai bordi della fondazione
- e= eccentricità della risultante M/N in valore assoluto
- B= $B_t - 2 \times e$, larghezza della fondazione parzializzata
- B_t = larghezza totale della fondazione
- C= coesione del terreno di fondazione
- D= profondità del piano di posa
- L= sviluppo della fondazione
- H= componente del carico parallela alla fondazione
- V= componente del carico ortogonale alla fondazione
- C_u = coesione non drenata del terreno di fondazione
- C_a = adesione alla base tra terreno e muro
- η = angolo di inclinazione del piano di posa
- β = inclinazione terrapieno a valle, se verso il basso (quindi ≥ 0)

Sulle sezioni del paramento e delle varie mensole, aeree e di fondazione, si effettua il progetto delle armature e le verifiche a presso-flessione e taglio in corrispondenza di tutte le sezioni singolari (punti di attacco e di spigolo) e in tutte quelle intermedie ad un passo pari a quello imposto nei dati generali. Vengono applicate le formule classiche relative alle sezioni rettangolari in cemento armato, con il progetto dell'armatura necessaria.

Per quanto non espressamente visibile nella appena descritta relazione di calcolo, si faccia riferimento ai tabulati di calcolo allegati.

9. VERIFICHE DI STABILITÀ DEL PENDIO

I fenomeni franosi possono essere ricondotti alla formazione di una superficie di rottura lungo la quale le forze, che tendono a provocare lo scivolamento del pendio, non risultano equilibrate dalla resistenza a taglio del terreno lungo tale superficie.

La verifica di stabilità del pendio si riconduce alla determinazione di un coefficiente di sicurezza, relativo ad una ipotetica superficie di rottura, pari al rapporto tra la resistenza al taglio disponibile e la resistenza al taglio mobilitata.

Suddiviso il pendio in un determinato numero di conci di uguale ampiezza, per ogni concio si possono individuare:

- a) il peso;
- b) la risultante delle forze esterne agenti sulla superficie;
- c) le forze inerziali orizzontali e verticali;
- d) le reazioni normali e tangenziali mutue tra i conci;
- e) le reazioni normali e tangenziali alla base dei conci;
- f) le pressioni idrostatiche alla base.

Sotto l'ipotesi che la base di ciascun concio sia piana e che lungo la superficie di scorrimento valga il criterio della rottura alla *Mohr-Coulomb*, che correla tra loro le reazioni tangenziali e normali alla base, le incognite, per la determinazione dello equilibrio di ogni concio, risultano essere le reazioni laterali, i loro punti di applicazione, e la reazione normale alla base.

Per la determinazione di tutte le incognite, le equazioni di equilibrio risultano insufficienti, per cui il problema della stabilità dei pendii è, in via rigorosa, staticamente indeterminato. La risoluzione del problema va perseguita introducendo ulteriori condizioni sugli sforzi agenti sui conci. Tali ulteriori ipotesi differenziano sostanzialmente i diversi metodi di calcolo.

I casi in cui non è possibile stabilire un coefficiente di sicurezza per il pendio vengono segnalati attraverso le seguenti stringhe:

- *SCARTATA* : coefficiente di sicurezza minore di 0,1;
- *NON CONV.* : convergenza del metodo di calcolo non ottenuta;
- *ELEM.RIG.* : intersezione della superficie di scivolamento con un corpo rigido.

9.1 METODO DI BELL

L'ipotesi alla base del metodo consiste nell'imporre una specifica distribuzione delle tensioni normali lungo la superficie di scivolamento. Definite le quantità:

$$\text{sen}\left(2 \cdot pg \cdot \frac{xb - xi}{xb - xa}\right)$$

- $-pg$ = costante pi greca
- xb = ascissa punto di monte del pendio
- xa = ascissa punto di valle del pendio
- xi = ascissa parete di monte del pendio
- Kx, Ky = coeff. sismici orizzontale e verticale
- xci = ascissa punto medio alla base del concio i
- zci = ordinata punto medio alla base del concio i
- xgi, ygi = ascissa e ordinata baricentro concio i
- xmi, ymi = ascissa e ordinata punto applicazione risultante forze esterne

il coefficiente di sicurezza F scaturisce come parametro contenuto nei coefficienti del sistema di equazioni:

$$\begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} \\ a_{21} & a_{22} & a_{23} \\ a_{31} & a_{32} & a_{33} \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} C_1 \\ C_2 \\ C_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} a_{14} \\ a_{24} \\ a_{34} \end{bmatrix}$$

dove:

$$\begin{aligned} a_{11} &= (1 - Kx) \cdot \left(\sum_i W_i \cdot \cos^2(a_i) \cdot \tan(\hat{f}_i) - F \cdot \sum_i W_i \sin(a_i) \cos(a_i) \right) \\ a_{12} &= \sum_i f \cdot b \cdot \tan(\hat{f}_i) - F \cdot \sum_i f \cdot b \cdot \tan(a_i) \\ a_{13} &= \sum_i c_i \cdot b \\ a_{14} &= \sum_i u_i \cdot b \cdot \tan(\hat{f}_i) + F(Kx \cdot \sum_i W_i - Q_i) \\ a_{21} &= (1 - Ky) \cdot \left(\sum_i W_i \cdot \sin(a_i) \cos(a_i) \cdot \tan(\hat{f}_i) + F \cdot \sum_i W_i \cos^2(a_i) \right) \\ a_{22} &= \sum_i f \cdot b \cdot \tan(a_i) + F \cdot \sum_i f \cdot b \\ a_{23} &= \sum_i c_i \cdot b \cdot \tan(a_i) \\ a_{24} &= \sum_i u_i \cdot b \cdot \tan(a_i) \cdot \tan(\hat{f}_i) + F \left[(1 - Ky) \cdot \sum_i W_i + P_i \right] \\ a_{31} &= (1 - Ky) \cdot \left\{ \begin{aligned} &\sum_i (W_i \cdot \cos^2(a_i) \cdot \tan(\hat{f}_i)) \cdot zci - \\ &-\sum_i (W_i \cdot \sin(a_i) \cos(a_i) \tan(\hat{f}_i)) \cdot xci - F \left[\sum_i (W_i \cos^2(a_i)) \cdot xci + \sum_i (W_i \sin(a_i) \cos(a_i)) \cdot zci \right] \end{aligned} \right\} \\ a_{32} &= \sum_i (f \cdot b \cdot \tan(a_i)) \cdot zci - \sum_i (f \cdot b \cdot \tan(a_i) \tan(\hat{f}_i)) \cdot xci - F \cdot \left[\sum_i (f \cdot b \cdot \tan(a_i)) \cdot zci + \sum_i (f \cdot b \cdot xci) \right] \\ a_{33} &= \sum_i (c_i \cdot b) \cdot zci - \sum_i (c_i \cdot b \cdot \tan(a_i)) \cdot xci \\ a_{34} &= \sum_i (u_i \cdot b \cdot \tan(\hat{f}_i)) \cdot zci - \sum_i (u_i \cdot b \cdot \tan(a_i) \tan(\hat{f}_i)) \cdot xci + F \cdot Kx \sum_i W_i \cdot ygi - (1 - Ky) \sum_i W_i \cdot xgi - Q_i \cdot ymi - P_i \cdot xmi \end{aligned}$$

9.2 METODO DI BISHOP

Le ipotesi alla base dell'espressione di Bishop del coefficiente di sicurezza sono date da:

- superficie di scivolamento circolare;
- uguaglianza delle reazioni normali alle facce laterali dei conci.

$$(1) \quad F = \frac{\sum_{i=1}^N [c_i \cdot b + (W_i(1 - K_v) - u_i \cdot b) \tan(f_i)] \frac{\sec(a_i)}{1 + \tan(f_i) \tan(a_i)}}{\sum_{i=1}^N W_i \left[(1 - K_v) \sin(a_i) + \frac{K_h \cdot dh_i}{R} \right]}$$

dove:

- N = numero di conci in cui e' suddiviso il pendio
- c_i = coesione alla base del concio i
- b = larghezza del concio
- W_i = peso del concio
- u_i = pressione interstiziale alla base
- f_i = angolo di attrito del terreno alla base del concio
- a_i = inclinazione della base del concio
- K_v = coefficiente sismico verticale
- K_h = coefficiente sismico orizzontale
- R = raggio del cerchio di scivolamento
- dh_i = distanza verticale del profilo superiore del concio dal centro della superficie di scivolamento

Tale espressione del coefficiente di sicurezza F risulta in forma implicita, pertanto viene risolta per via ITERATIVA.

9.3 METODO DI JAMBU

L'ipotesi alla base del metodo è la conoscenza della posizione della linea di spinta, pertanto risultano noti i bracci delle reazioni laterali ai conci.

$$(2) \quad F = \frac{\sum_{i=1}^N A_i}{\sum_{i=1}^N B_i}$$

posto:

$$(3) \quad A_i = \left[c_i + \left(\frac{dW}{b} + \frac{dX}{b} - u_i \right) \tan(f_i) \right] \frac{b}{n_i}$$

$$(4) \quad ni = \frac{1 + \frac{\tan(a_i) \tan(fi)}{F}}{1 + \tan^2(a_i)}$$

$$(5) \quad Bi = Qi + Kh \cdot Wi + (dW + dX) \tan(a_i)$$

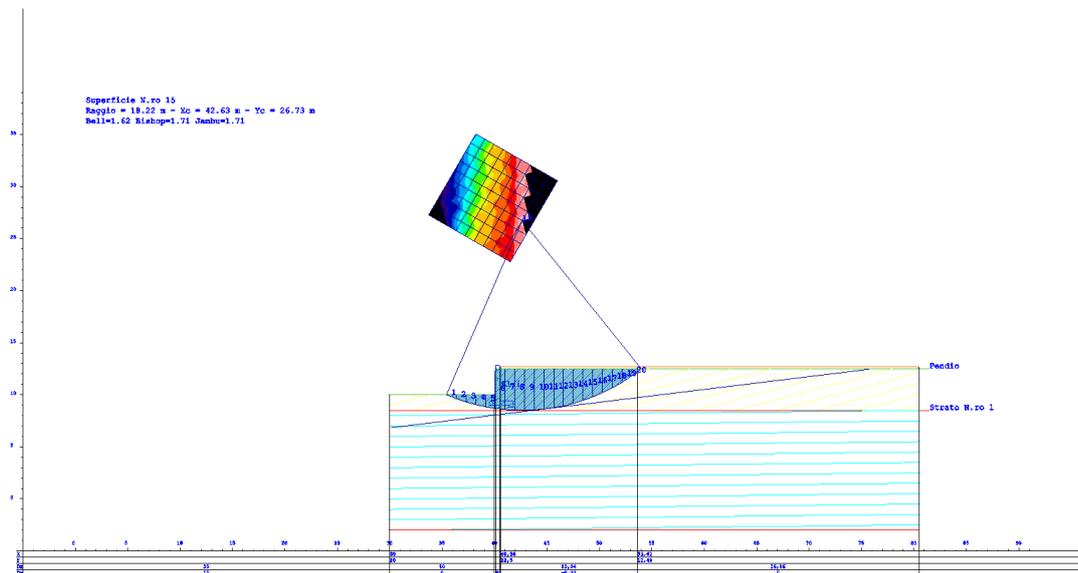
dove, oltre alle quantità già definite per il metodo di *Bishop*, si definiscono le ulteriori grandezze:

- $dW = Wi + Pi$
- Pi = forze verticali esterne agenti sul concio i
- Qi = forze orizzontali sulla superficie esterna
- dX = differenza tra le forze tangenziali sulle superfici opposte del concio, che scaturiscono dallo equilibrio alla rotazione delle forze statiche e delle forze sismiche.

Il coefficiente di sicurezza F viene determinato in via iterativa ponendo al primo tentativo $dX = 0$ e $ni = 1$.

9.4 RIEPILOGO DEI RISULTATI DELLA VERIFICA DI STABILITÀ DEL PENDIO

MURO 1



Coefficiente di sicurezza (Bell) = 1,61

"Lavori di rigenerazione urbana del centro abitato di Ramacca, volto alla riduzione del fenomeno di marginalizzazione e degrado sociale, nonché del miglioramento della qualità del decoro urbano e del tessuto sociale ed ambientale da attuare nei vicoli adiacenti del centro storico" CUP: F12F22000310001 - CIG: 9569954FDB

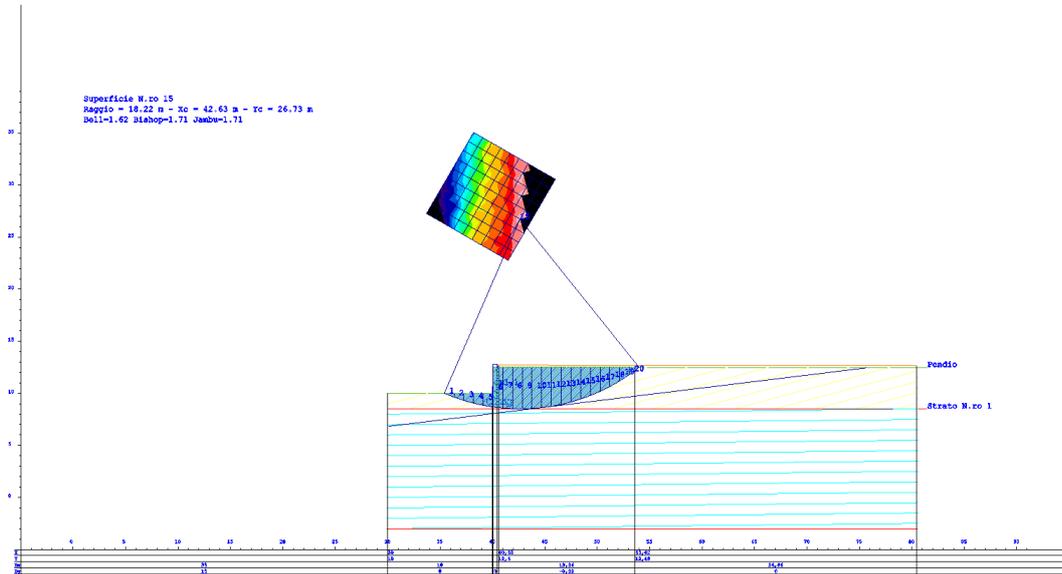
Comune di Ramacca

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE DI CALCOLO

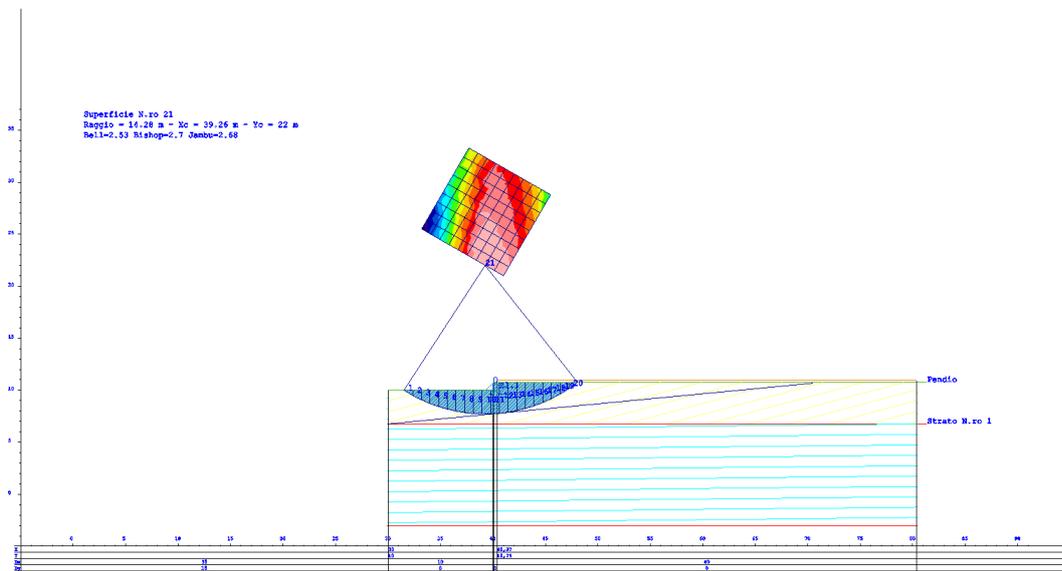
ST.02_0

MURO 2



Coefficiente di sicurezza (Bell) = 1,62

MURO 3



Coefficiente di sicurezza (Bell) = 2,53

10.SOFTWARE E CODICE DI CALCOLO AI SENSI DEL CAP. 10.2 – N.T.C. 2018

Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo

Il sottoscritto, in qualità di calcolatore delle opere in progetto, dichiara quanto segue.

Tipo di analisi svolta

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni. L'analisi strutturale è condotta con l'analisi statica non-lineare, utilizzando il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato limite indotto dai carichi statici. L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente secondo le disposizioni del capitolo 7 del DM 17/01/2018. L'analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti, schematizzando la struttura in elementi lineari e nodi. Le incognite del problema sono le componenti di spostamento in corrispondenza di ogni nodo (2 spostamenti e 1 rotazioni). La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Produttore	S.T.S. s.r.l.
Titolo	C.D.W. - Computer Design of Walls C.D.D. - Computer Design of Declivity
Versione	Rel.2019
N.ro Licenza	30897

Ragione sociale completa del produttore del software:

S.T.S. s.r.l. Software Tecnico Scientifico S.r.l.

Via Tre Torri n°11 – Complesso Tre Torri

95030 Sant'Agata li Battiati (CT)

Affidabilità dei codici utilizzati

L'affidabilità del codice utilizzato e la sua idoneità al caso in esame, è stata attentamente verificata sia effettuando il raffronto tra casi prova di cui si conoscono i risultati esatti sia esaminando le indicazioni, la documentazione ed i test forniti dal produttore stesso. La S.T.S. s.r.l., a riprova dell'affidabilità dei risultati ottenuti, fornisce direttamente on-line i test sui casi prova liberamente consultabili all' indirizzo: <http://www.stsweb.it/STSWeb/ITA/homepage.htm>

Modalità di presentazione dei risultati

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. La relazione di calcolo illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare.

Informazioni generali sull'elaborazione

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni. In base a quanto sopra, io sottoscritto asserisco che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili. In particolare si è confrontato il valore della spinta sulla paratia da calcolo con il valore derivante dalla formula di Coulomb semplificata ottenendo dei risultati del tutto confrontabili e quindi coerenti.

Dettaglio numerico dei controlli effettuati sui risultati ottenuti con comparazione rispetto a valutazioni semplificate

Spinta a riposo con terrapieno ad estradosso rettilineo orizzontale e paramento verticale.

Altezza del terrapieno: $h = 3,10$ m

Angolo di attrito interno del terreno: $\phi = 17^\circ$

Angolo di attrito terreno-muro: $\delta = 11,33^\circ$

Peso specifico del terreno: $\gamma_T = 18,50$ kN/mc

Coesione: $c' = 0,1$ kg/cmq

Il valore della spinta risultante può essere calcolato in base alla seguente espressione:

$$S = \frac{1}{2} \gamma_T (1 + k_v) h^2 K_a + q (1 + k_v) h K_a - 2c' \sqrt{K_a} h$$

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE DI CALCOLO

ST.02_0

Sviluppando il calcolo in base alle formule indicate si ottengono i seguenti risultati:

$$K_a = 0,480$$

$$S = 90,63 \text{ kN/m}$$

il peso proprio del terreno va moltiplicato per un coefficiente pari a 1,3.

$$S = 117,82 \text{ kN/m}$$

In output dal programma di calcolo CDW-Win si ottiene il seguente risultato:

$$S_{CDW} = 11645,00 \text{ kg/m} = 116,45 \text{ kN/m}$$

Errore percentuale = - 1,16 %

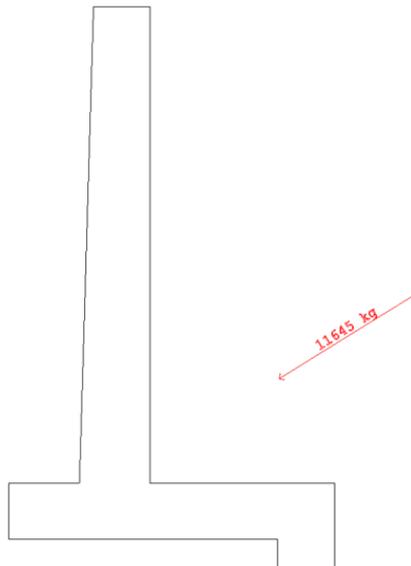


Immagine tratta dai risultati di verifica del Muro 1 – Combinazione 1.

Come si evince i risultati possono essere facilmente confrontabili, dai tabulati calcolo, con i risultati del calcolo semplificato e presentare errori dell'ordine di pochi punti percentuale.