



Politecnico di Torino

Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica
Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile
Classe LM-23

TESI DI LAUREA MAGISTRALE

APPLICAZIONE DEI NUOVI EUROCODICI STRUTTURALI ALLE OPERE DI SOSTEGNO A GRAVITÀ

Relatore:

Prof. Ing. Sebastiano FOTI

Candidato:

Alessandro Roberto PELLEGRINO

Marzo 2022

Anno Accademico 2021/2022

Pi miei genitori

Indice generale

SOMMARIO	IX
ABSTRACT	XI
CAPITOLO 1	
INTRODUZIONE GENERALE	1
1.1 INTRODUZIONE AGLI EUROCODICI STRUTTURALI	1
1.1.1 ORIGINE E UTILIZZO DEGLI EUROCODICI	1
1.1.2 AMBITI APPLICATIVI E FINALITÀ DEGLI EUROCODICI	2
1.2 LA PROGETTAZIONE GEOTECNICA ALL'INTERNO DEGLI EUROCODICI	3
CAPITOLO 2	
LA SECONDA GENERAZIONE DEGLI EUROCODICI	5
2.1 I CRITERI GENERALI DELLA PROGETTAZIONE CON L'EUROCODICE EN 1990:202X	5
2.1.1 AFFIDABILITÀ E REQUISITI STRUTTURALI	5
2.1.2 STATI LIMITE E "DESIGN SITUATIONS"	7
2.1.3 LA VERIFICA CON IL METODO DEI COEFFICIENTI PARZIALI	8
2.1.4 ALTRE DIFFERENZE CON L'EN 1990:2005.....	9
2.2 IL NUOVO EUROCODICE 7 PER LA PROGETTAZIONE GEOTECNICA	10
2.2.1 "CLASSE DI COMPLESSITÀ GEOTECNICA" E "CATEGORIA GEOTECNICA"	11
2.2.2 BASI DELLA PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE.....	14
2.2.3 VERIFICHE DI STATO LIMITE ULTIMO	14
2.2.3.1 Valore di progetto delle azioni	14
2.2.3.2 Valore di progetto degli effetti delle azioni	16
2.2.3.3 Combinazione delle azioni e "Design Cases"	17
2.2.3.4 Valore di progetto delle proprietà del terreno.....	19
2.2.3.5 Valore di progetto della resistenza	20
CAPITOLO 3	
LA PROGETTAZIONE SISMICA NELL'EUROCODICE 8 202X	23
3.1 DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA	24
3.1.1 STATI LIMITE E "CLASSI DI CONSEGUENZA"	24
3.1.2 RAPPRESENTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO	25
3.1.2.1 Spettro di risposta orizzontale elastico di progetto.....	27
3.1.3 CONFRONTO CON I PARAMETRI SISMICI DI RIFERIMENTO DELLE NTC 2018	29
3.2 MODELLAZIONE E ANALISI SISMICA DELLE STRUTTURE.....	32
3.2.1 "FORCE-BASED APPROACH".....	33
3.2.2 "DISPLACEMENT-BASED APPROACH"	33

CAPITOLO 4

L'APPLICAZIONE DEGLI EUROCODICI AI MURI DI SOSTEGNO	35
4.1 SITUAZIONE DI PROGETTO FONDAMENTALE E VERIFICA STATICA.....	36
4.1.1 VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE.....	37
4.1.2 VERIFICA DI SCORRIMENTO.....	38
4.1.3 VERIFICA DI RIBALTAMENTO.....	39
4.1.4 COEFFICIENTI DI SICUREZZA PARZIALI.....	40
4.2 LE VERIFICHE IN CONDIZIONI SISMICHE	42
4.2.1 RAPPRESENTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI PROGETTO	43
4.2.2 VALUTAZIONE DELLE PERFORMANCE SISMICHE	44

CAPITOLO 5

CASO DI STUDIO 1: ANALISI DI UN MURO A GRAVITÀ.....	47
5.1 CONFIGURAZIONE PROGETTUALE 1	48
5.1.1 SITUAZIONE DI PROGETTO PERSISTENTE/TRANSITORIA	48
5.1.2 SITUAZIONE DI PROGETTO SISMICA.....	54
5.1.2.1 Ubicazione in TORINO	55
5.1.2.2 Ubicazione in PALERMO	60
5.2 CONFIGURAZIONE PROGETTUALE 2	68
5.2.1 SITUAZIONE DI PROGETTO PERSISTENTE/TRANSITORIA	68
5.2.2 SITUAZIONE DI PROGETTO SISMICA.....	70
5.2.2.1 Ubicazione in TORINO	73
5.2.2.2 Ubicazione in PALERMO	75
5.2.2.3 Configurazione progettuale 3	75

CAPITOLO 6

CASO DI STUDIO 2: ANALISI DI UN MURO A MENSOLA	83
6.1 SITUAZIONE DI PROGETTO PERSISTENTE/TRANSITORIA.....	84
6.1.1 VERIFICHE DI STATO LIMITE ULTIMO	86
6.1.2 PROGETTO DELLA BASE MINIMA.....	87
6.2 SITUAZIONE DI PROGETTO SISMICA	89
6.2.1 UBICAZIONE IN TORINO.....	89
6.2.1 UBICAZIONE IN PALERMO	94
6.2.2 CONFRONTO DEI METODI DI VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE	99
CONCLUSIONI	101
BIBLIOGRAFIA	105
APPENDICE A	107
APPENDICE B	123

Indice delle Figure

FIGURA 1.1 - PROGETTAZIONE GEOTECNICA CON GLI EUROCODICI STRUTTURALI	3
FIGURA 3.1 - RAPPRESENTAZIONE SCHEMATICA DEI PASSAGGI NECESSARI ALLA DETERMINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA LOCALE NELLA PROGETTAZIONE CON L'EC8 202X	31
FIGURA 4.1 - GEOMETRIE TIPICHE DEI MURI DI SOSTEGNO	35
FIGURA 4.2 - ESEMPIO DI FONDAZIONE RETTANGOLARE VISTA IN PIANTA CON CARICO ECCENTRICO	37
FIGURA 4.3 - COMBINAZIONI POSSIBILI DEI FATTORI PARZIALI NELLE VERIFICHE DI SLU DELLA SITUAZIONE DI PROGETTO PERSISTENTE/TRANSITORIA DELLE OPERE DI SOSTEGNO RIGIDE	41
FIGURA 4.4 - VALUTAZIONE SEMPLIFICATA DI β_H	45
FIGURA 5.1 - MURO A GRAVITÀ: CONFIGURAZIONE PROGETTUALE 1	47
FIGURA 5.2 - MURO A GRAVITÀ: CONFIGURAZIONE PROGETTUALE 2	48
FIGURA 5.3 - FORZE AGENTI NELLA CONFIGURAZIONE DI PROGETTO 1 DEL MURO A GRAVITÀ	50
FIGURA 5.4 - COEFFICIENTE DI SPINTA ATTIVA K_{ay} (COMPONENTE ORIZZONTALE) NEL CASO DI δ UGUALE A $0,67\varphi'$	51
FIGURA 5.5 - ORIENTAZIONE POSITIVA DEGLI ANGOLI NELLO STATO LIMITE ATTIVO	55
FIGURA 5.6 - SCHEMA GENERICO DELLE FORZE AGENTI SU UN'OPERA A GRAVITÀ ALL'ISTANTE DI INCIPIENTE SCORRIMENTO INDOTTO DAL TERREMOTO	63
FIGURA 5.7 - SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO DI PROGETTO (EC8 202X) NEL SITO DI PALERMO (CAT. C) CON SMORZAMENTO DEL 5%	64
FIGURA 5.8 - CRITERI DI RICERCA DEGLI ACCELEROGRAMMI IMPOSTATI SU REXELWEB	64
FIGURA 5.9 - RISULTATI DELL'ELABORAZIONE DI REXELWEB CON RAPPRESENTAZIONE DEGLI ACCELEROGRAMMI SPETTRO-COMPATIBILI	65
FIGURA 5.10 - ANALISI CON IL METODO DI NEWMARK (IV.T0819..HNE.D.IT-2012-0010)	66
FIGURA 5.11 - FORZE AGENTI NELLA CONFIGURAZIONE DI PROGETTO 2 DEL MURO A GRAVITÀ	69
FIGURA 5.12 - VALORI DEL COEFFICIENTE DI SPINTA ATTIVA IN CONDIZIONI SISMICHE ($\alpha_H = 0,057$) NEL CASO DI FALDA A 1,5 m DAL PIANO CAMPAGNA CON FILTRAZIONE DIRETTA VERSO IL BASSO	71
FIGURA 5.13 - RAPPRESENTAZIONE DELLE PRESSIONI IDRAULICHE E DELLE SPINTE ATTIVE SISMICHE ($\alpha_H =$ $0,057$) SUL MURO CON FALDA A 1,5 m DAL PIANO CAMPAGNA E FILTRAZIONE VERSO IL BASSO	72
FIGURA 5.14 - RAPPRESENTAZIONE DELLE SPINTE ATTIVE TOTALI SISMICHE ($\alpha_H = 0,057$) SUL MURO CON FALDA A 1,5 m DAL PIANO CAMPAGNA E FILTRAZIONE VERSO IL BASSO	72
FIGURA 5.15 - MURO A GRAVITÀ: CONFIGURAZIONE PROGETTUALE 3	75
FIGURA 5.16 - RAPPRESENTAZIONE DELLE PRESSIONI IDRAULICHE E DELLE SPINTE ATTIVE SISMICHE SUL MURO (CONFIGURAZIONE 3) IN TORINO E PALERMO	77
FIGURA 6.1 - SCHEMA DEL MURO A MENSOLA	83
FIGURA 6.2 - FORZE AGENTI SUL MURO A MENSOLA	86
FIGURA 6.3 - SCHEMA DI RIFERIMENTO PER LA RIPROGETTAZIONE DEL MURO A MENSOLA	88
FIGURA 6.4 - RISULTATI DI UNA DELLE SETTE ANALISI CON IL METODO DI NEWMARK	98

Indice delle Tabelle

TABELLA 2.1 - QUALIFICAZIONE DELLE CLASSI DI CONSEGUENZA.....	6
TABELLA 2.2 - CLASSIFICAZIONE DELLE SITUAZIONI DI PROGETTO.....	7
TABELLA 2.3 - SELEZIONE DELLE CLASSI DI COMPLESSITÀ GEOTECNICA (GCC: GEOTECHNICAL COMPLEXITY CLASS).....	12
TABELLA 2.4 - ESEMPI DI OPERE GEOTECNICHE E RELATIVE CLASSI DI CONSEGUENZA.....	13
TABELLA 2.5 - INDIVIDUAZIONE DELLA CATEGORIA GEOTECNICA DI UNA STRUTTURA.....	13
TABELLA 2.6 - FATTORI PARZIALI SU AZIONI ED EFFETTI DELLE AZIONI PER LA SITUAZIONE DI PROGETTO FONDAMENTALE (PERSISTENTE/TRANSITORIA).....	18
TABELLA 2.7 - FATTORI PARZIALI SULLE PROPRIETÀ DEL TERRENO PER LA SITUAZIONE DI PROGETTO PERSISTENTE/TRANSITORIA.....	19
TABELLA 2.8 - COEFFICIENTI DI CONSEGUENZA.....	20
TABELLA 3.1 - DEFINIZIONE DEL LIVELLO DI SISMICITÀ AL VARIARE DEL PARAMETRO $S_{\alpha,475}$	26
TABELLA 3.2 - COEFFICIENTI DI AMPLIFICAZIONE F_{α} ED F_{β} PER LE CATEGORIE STANDARD DEL SITO.....	29
TABELLA 3.3 - COEFFICIENTE DI AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA F_T	29
TABELLA 3.4 - COEFFICIENTE DI AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA S_S PER LA CATEGORIA DEL SUOLO.....	30
TABELLA 3.5 - COEFFICIENTE DI AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA S_T PER LA CATEGORIA TOPOGRAFICA.....	31
TABELLA 4.1 - FATTORI PARZIALI PER LE VERIFICHE DI RESISTENZA DELLE OPERE DI SOSTEGNO RIGIDE NELLA SITUAZIONE DI PROGETTO FONDAMENTALE (PERSISTENTE/TRANSITORIA).....	40
TABELLA 4.2 - PERIODO DI RITORNO [ANNI] IN FUNZIONE DI STATO LIMITE E CLASSE DI CONSEGUENZA DELLE STRUTTURE GEOTECNICHE.....	42
TABELLA 4.3 - COEFFICIENTI DI PRESTAZIONE IN FUNZIONE DI STATO LIMITE E CLASSE DI CONSEGUENZA DELLE STRUTTURE GEOTECNICHE.....	42
TABELLA 4.4 - VALORI DI χ_H PER I MURI DI SOSTEGNO RIGIDI.....	44
TABELLA 5.1 - VALORI CARATTERISTICI E/O RAPPRESENTATIVI DELLE PROPRIETÀ DEI MATERIALI E VALORI NOMINALI DEI PARAMETRI GEOMETRICI DEL MURO A GRAVITÀ.....	47
TABELLA 5.2 - COEFFICIENTI PARZIALI DA APPLICARE NELLE VERIFICHE STATICHE DI RESISTENZA DEL SISTEMA FONDAZIONE-TERRENO PER IL MURO A GRAVITÀ.....	49
TABELLA 5.3 - COEFFICIENTI PARZIALI DA APPLICARE NELLA VERIFICA STATICA DI RIBALTAMENTO DEL MURO A GRAVITÀ.....	50
TABELLA 5.4 - BASI MINIME DI PROGETTO $B_{min,d}$ [m] DEL MURO A GRAVITÀ (CONFIGURAZIONE 1).....	53
TABELLA 5.5 - AZIONE SISMICA DI PROGETTO PER IL MURO A GRAVITÀ IN TORINO.....	56
TABELLA 5.6 - AZIONE SISMICA DI PROGETTO PER IL MURO A GRAVITÀ IN PALERMO.....	60
TABELLA 5.7 - PROCEDURA ITERATIVA PER LA DEFINIZIONE DELL'ACCELERAZIONE SISMICA CRITICA.....	66
TABELLA 5.8 - SPOSTAMENTI PERMANENTI DALL'APPLICAZIONE DELLE STORIE TEMPORALI DI ACCELERAZIONE SUL MURO A GRAVITÀ (CONFIGURAZIONE 1) E VERIFICA DI RESISTENZA SISMICA.....	67
TABELLA 5.9 - BASI MINIME DI PROGETTO $B_{min,d}$ [m] DEL MURO A GRAVITÀ (CONFIGURAZIONE 2).....	69

TABELLA 5.10 - BASI MINIME DI PROGETTO $B_{min,d}$ [m] DEL MURO A GRAVITÀ (CONFIGURAZIONE 3).....	76
TABELLA 5.11 - VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO SD PER LA SITUAZIONE DI PROGETTO SISMICA DEL MURO A GRAVITÀ (CONFIGURAZIONE 3) IN TORINO.....	77
TABELLA 5.12 - VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO SD PER LA SITUAZIONE DI PROGETTO SISMICA DEL MURO A GRAVITÀ (CONFIGURAZIONE 3) IN PALERMO	78
TABELLA 5.13 - VALORI NUMERICI DEI PARAMETRI NELLA VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE SECONDO EC8-5 PER TERRENI ATTRITIVI O GRANULARI	79
TABELLA 5.14 - SPOSTAMENTI PERMANENTI DALL'APPLICAZIONE DELLE STORIE TEMPORALI DI ACCELERAZIONE SUL MURO A GRAVITÀ (CONFIGURAZIONE 3) E VERIFICA DI RESISTENZA SISMICA	80
TABELLA 6.1 - VALORI NOMINALI DEI PARAMETRI GEOMETRICI DEL MURO A MENSOLA SUDDIVISO PER ELEMENTI.....	83
TABELLA 6.2 - VALORI CARATTERISTICI E/O RAPPRESENTATIVI DELLE PROPRIETÀ DEI MATERIALI PER IL MURO A MENSOLA.....	84
TABELLA 6.3 - FORZA PESO E MOMENTO STABILIZZANTE CARATTERISTICI DEL MURO A MENSOLA	84
TABELLA 6.4 - VERIFICA STATICA DI CAPACITÀ PORTANTE PER IL SISTEMA FONDAZIONE-TERRENO DEL MURO A MENSOLA.....	86
TABELLA 6.5 - VERIFICA STATICA DI SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA DEL MURO A MENSOLA	87
TABELLA 6.6 - VERIFICA STATICA DI RIBALTAMENTO DEL MURO A MENSOLA.....	87
TABELLA 6.7 - BASI MINIME DI PROGETTO $B_{min,d}$ [m] DEL MURO A MENSOLA.....	88
TABELLA 6.8 - AZIONE SISMICA DI PROGETTO PER IL MURO A MENSOLA IN TORINO CON PREN 1998:2021	90
TABELLA 6.9 - AZIONE SISMICA DI PROGETTO PER IL MURO A MENSOLA IN TORINO CON NTC 2018	90
TABELLA 6.10 - AZIONE SISMICA DI PROGETTO PER IL MURO A MENSOLA IN TORINO CON EN 1998:2004 ..	91
TABELLA 6.11 - CALCOLO DELLE SPINTE ATTIVE SISMICHE DI PROGETTO SUL MURO A MENSOLA	92
TABELLA 6.12 - VERIFICA SISMICA DI SCORRIMENTO DEL MURO A MENSOLA IN TORINO	92
TABELLA 6.13 - VERIFICA SISMICA DI CAPACITÀ PORTANTE PER IL SISTEMA FONDAZIONE-TERRENO DEL MURO A MENSOLA IN TORINO	93
TABELLA 6.14 - VERIFICA SISMICA DI CAPACITÀ PORTANTE (METODO EC8-5) PER IL SISTEMA FONDAZIONE-TERRENO DEL MURO A MENSOLA IN TORINO.....	93
TABELLA 6.15 - VERIFICA SISMICA DI RIBALTAMENTO DEL MURO A MENSOLA IN TORINO.....	94
TABELLA 6.16 - AZIONE SISMICA DI PROGETTO PER IL MURO A MENSOLA IN PALERMO CON NTC 2018.....	94
TABELLA 6.17 - AZIONE SISMICA DI PROGETTO PER IL MURO A MENSOLA IN PALERMO CON PREN 1998:2021	95
TABELLA 6.18 - AZIONE SISMICA DI PROGETTO PER IL MURO A MENSOLA IN PALERMO CON EN 1998:2004	95
TABELLA 6.19 - VERIFICA SISMICA DI SCORRIMENTO DEL MURO A MENSOLA IN PALERMO.....	96
TABELLA 6.20 - VERIFICA SISMICA DI CAPACITÀ PORTANTE PER IL SISTEMA FONDAZIONE-TERRENO DEL MURO A MENSOLA IN PALERMO	96
TABELLA 6.21 - VERIFICA SISMICA DI CAPACITÀ PORTANTE (METODO EC8-5) PER IL SISTEMA FONDAZIONE-TERRENO DEL MURO A MENSOLA IN PALERMO	97

TABELLA 6.22 - VERIFICA SISMICA DI RIBALTAMENTO DEL MURO A MENSOLA IN PALERMO.....	97
TABELLA 6.23 - SPOSTAMENTI PERMANENTI DALL'APPLICAZIONE DELLE STORIE TEMPORALI DI ACCELERAZIONE SUL MURO A MENSOLA E VERIFICA DI RESISTENZA SISMICA	98
TABELLA 6.24 - VERIFICHE DI CAPACITÀ PORTANTE DEL MURO A MENSOLA ATTRAVERSO IL METODO DELL'EC8-5 (FORMULA (5.20))	99
TABELLA 6.25 - VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE DEL MURO A MENSOLA ATTRAVERSO IL METODO DELL'EC8-5 SENZA EFFETTI INERZIALI NEL SUOLO PORTANTE	100

SOMMARIO

Gli Eurocodici Strutturali sono norme tecniche che regolano la progettazione ingegneristica delle opere civili e delle costruzioni. Condivisi dalla totalità dei Paesi membri dell'Unione Europea, rappresentano l'insieme delle regole di riferimento per le normative nazionali vigenti. La seconda generazione degli Eurocodici, attualmente ancora in fase di ultimazione e revisione, nasce con il fine di migliorare il livello di affidabilità e le performance della progettazione strutturale nel complesso.

La prima parte della trattazione è rivolta alle prerogative e ai criteri fondamentali della progettazione con il nuovo Eurocodice generale (prEN 1990:2021), mettendo in luce le novità sostanziali rispetto alla versione della norma oggi in vigore, alla quale sono allineate anche le NTC 2018 italiane. Contestualmente si passa alla descrizione dei principi di carattere generale alla base della progettazione statica e delle verifiche agli stati limite ultimi nell'ambito geotecnico dell'Eurocodice 7 202x. Ci si accorge che il filo conduttore delle prescrizioni normative è la corrispondenza tra i requisiti prestazionali e il concetto di classe di conseguenza; affidabilità ed efficienza strutturali vengono infatti correlate ai rischi e alle conseguenze di un potenziale collasso delle opere.

Il terzo capitolo è dedicato all'Eurocodice 8, che costituisce la norma di riferimento per la progettazione delle strutture in campo sismico. Il territorio nazionale è oramai classificato, nella sua interezza, in macro-zone sismiche sulla base del livello di pericolosità atteso. Ad integrazione degli aspetti progettuali generali, il lavoro prosegue con la descrizione dei criteri di determinazione dell'azione sismica in un sito di interesse e le modalità di analisi delle opere. Si evidenzieranno diversità e parallelismi in confronto alle NTC 2018.

La tesi si pone, a questo punto, l'obiettivo di approfondire gli aspetti relativi alla progettazione geotecnica delle strutture di sostegno rigide e di analizzarne le implicazioni legate all'utilizzo degli approcci di verifica con il metodo dei fattori di sicurezza parziali, sia in ambito statico che sismico. Il corpo centrale di questo lavoro è focalizzato, pertanto, sulle disposizioni specificamente concernenti le tipologie di opere di contenimento dei terreni suddette.

All'interno dei capitoli finali sono sviluppati gli esempi applicativi di un muro di sostegno a gravità e di un muro a mensola, riprendendo, in parte, lo studio svolto in un precedente lavoro entro l'ambito esclusivamente statico. Le successive analisi e verifiche sismiche prenderanno in esame due distinte situazioni di ubicazione delle opere in siti caratterizzati da livelli di sismicità differenti. Per il muro a gravità si farà ulteriormente riferimento a due diverse condizioni progettuali, la prima nell'ipotesi di assenza di acqua nel suolo e la seconda, viceversa, in presenza della falda.

Quest'ultimo caso evidenzierà all'interno delle verifiche sismiche delle criticità significative, quando l'intensità dell'azione sismica locale risulterà più elevata. Infine, per quanto riguarda lo studio di stabilità agli stati limite ultimi sismici del muro a mensola, si fornirà un confronto dei risultati ottenuti applicando il nuovo EC8 (versione provvisoria del 2021), le NTC italiane del 2018 e l'EC8 attualmente vigente.

ABSTRACT

The Structural Eurocodes are technical regulations that govern the engineering design of civil works and buildings. Shared by all member Countries of the European Union, they represent the set of reference rules for the national legislation in force. The second generation of the Eurocodes, currently still in the process of finalization and revision, is conceived with the aim of improving the level of reliability and performance of the overall structural design.

The first part of the discussion is addressed to the prerogatives and fundamental criteria of design with the new general Eurocode (prEN 1990:2021), highlighting the substantial changes with respect to the current version of this standard, to which the Italian NTC 2018 are also aligned. Contextually, we move on to the description of the general principles underlying static design and ultimate limit state verifications in the geotechnical setting of the Eurocode 7 202x. One can realize that the common thread of the normative prescriptions is the correspondence between the performance requirements and the concept of consequence class; structural reliability and efficiency are in fact related to risks and consequences of a potential collapse of the works.

The third chapter deals with the Eurocode 8, which constitutes the reference regulation for the structures design in seismic field. The national territory is by now entirely classified in seismic macro-zones on the basis of the expected hazard level. To integrate the general design aspects, the work goes on to describe the criteria for determining the seismic action at a site of interest and the methods of analysis of the works. Diversities and parallelisms will be highlighted in comparison to the NTC 2018.

At this point, the dissertation is intended to examine in depth the aspects relating to the geotechnical design of rigid retaining structures and to analyze the implications associated with the use of verification approaches with the partial safety factors method, both in static and seismic domains. Therefore, the main body of this work is focused on the provisions specifically concerning the above types of earth retaining structures.

In the final chapters are developed the application examples of a gravity retaining wall and of a cantilever wall, partially resuming the study carried out in a previous work within the exclusively static field. The subsequent seismic analyses and verifications will examine two separate situations of works location in sites characterized by different levels of seismicity. For the gravity wall we will further refer to two different design conditions, the first in the hypothesis of no water in the soil and the second, vice versa, in presence of the water table. The latter case will highlight significant critical issues within the seismic verifications, when the intensity of the local seismic action will result higher.

Finally, with regard to the stability study at the seismic ultimate limit states of the cantilever wall, a comparison of the results obtained by applying the new EC8 (provisional version of 2021), the italian NTC 2018 and the EC8 currently in force will be provided.

CAPITOLO 1

INTRODUZIONE GENERALE

1.1 INTRODUZIONE AGLI EUROCODICI STRUTTURALI

1.1.1 ORIGINE E UTILIZZO DEGLI EUROCODICI

Gli Eurocodici Strutturali, destinati al settore delle costruzioni edili e civili, sono Norme Europee contenenti l'insieme dei principi generali e delle regole tecniche per la progettazione ingegneristica e l'esecuzione delle opere di costruzione.

Sviluppati e redatti dalla Commissione Tecnica 250 (CEN/TC 250) del Comitato Europeo di Normazione (CEN: Comité Européen de Normalisation), gli Eurocodici costituiscono un riferimento normativo comune per tutti gli Stati appartenenti all'Unione Europea.

Nel 1975 la Commissione Europea avviò per la prima volta un programma di armonizzazione delle norme tecniche relative alle strutture, volto a eliminare le potenziali barriere fra i Paesi e a stabilire, dunque, delle linee guida e dei criteri di calcolo adottabili anche all'estero nell'ambito della progettazione strutturale e geotecnica; nel 1990 fu così pubblicata una bozza provvisoria (sotto il nome di ENV) degli Eurocodici.

Successivamente la redazione viene affidata al CEN con l'intento di conferire agli Eurocodici lo status di Norme Europee (EN) e negli anni compresi tra il 2002 e il 2007 viene quindi data la versione definitiva della prima generazione di Eurocodici (EN 199x:200x, oppure ECx in forma abbreviata).

A tutti gli Stati membri è consentito recepire e utilizzare gli Eurocodici all'interno dei propri confini territoriali, ciononostante, viene riconosciuta la responsabilità di ciascuno Stato nella scelta e nell'applicazione: il carattere non cogente di suddette norme, difatti, salvaguarda il diritto dei Paesi di dotarsi di una normativa tecnica propria o di fissare autonomamente le soglie di sicurezza per le costruzioni, purché tali disposizioni non siano contrastanti o in conflitto con gli Eurocodici. Per questo motivo, al fine di consentirne l'allineamento con le legislazioni nazionali, tutti gli Eurocodici contengono al loro interno parametri di calcolo definiti come "parametri di determinazione nazionale" (NDPs: Nationally Determined Parameters); i valori raccomandati di questi ultimi possono, pertanto, essere modificati e specificati da ogni Stato sulla base del livello di flessibilità prestazionale e/o "per tenere conto di condizioni geografiche, geologiche o climatiche particolari o di livelli speciali di tutela in vigore nel territorio" (*RACCOMANDAZIONE DELLA COMMISSIONE EUROPEA dell'11 Dicembre 2003, relativa all'applicazione e all'uso degli Eurocodici per lavori di costruzione e prodotti strutturali da costruzione, 2003/887/CE, §(9)*).

L'insieme dei parametri determinati a livello nazionale compone il cosiddetto Annesso Nazionale (o Appendice Nazionale), un documento emanato in concomitanza con le norme tecniche e i testi regolativi dei Paesi, che integra e completa il quadro normativo a cui ottemperare nella progettazione quando si utilizzano gli Eurocodici.

In Italia le Norme Tecniche in vigore per le costruzioni (NTC) sono definite dal Decreto Ministeriale del 17 Gennaio 2018, che sostituisce il precedente D.M. 14.01.2008; per quanto concerne l'Annesso Nazionale agli Eurocodici, in mancanza del successivo aggiornamento ufficiale, continua attualmente a valere il primo documento approvato con D.M. 31.07.2012.

1.1.2 AMBITI APPLICATIVI E FINALITÀ DEGLI EUROCODICI

Gli Eurocodici Strutturali hanno l'obiettivo di fornire a progettisti, costruttori e produttori, e alle autorità competenti, i principi e le indicazioni da seguire affinché gli edifici, e le opere di ingegneria civile nel complesso, possano garantire il conseguimento degli essenziali requisiti di sicurezza, funzionalità, robustezza e durabilità nel corso del loro esercizio (vita utile).

Gli Eurocodici sono costituiti (attualmente) da dieci Norme, a loro volta composte da una o più parti, così definite:

- EN 1990 - Eurocodice (EC): *Basi della progettazione strutturale e geotecnica*;
- EN 1991 - Eurocodice 1 (EC1): *Azioni sulle strutture*;
- EN 1992 - Eurocodice 2 (EC2): *Progettazione delle strutture in calcestruzzo*;
- EN 1993 - Eurocodice 3 (EC3): *Progettazione delle strutture in acciaio*;
- EN 1994 - Eurocodice 4 (EC4): *Progettazione delle strutture composte di acciaio-calcestruzzo*;
- EN 1995 - Eurocodice 5 (EC5): *Progettazione delle strutture in legno*;
- EN 1996 - Eurocodice 6 (EC6): *Progettazione delle strutture in muratura*;
- EN 1997 - Eurocodice 7 (EC7): *Progettazione geotecnica*;
- EN 1998 - Eurocodice 8 (EC8): *Progettazione delle strutture per la resistenza ai terremoti*;
- EN 1999 - Eurocodice 9 (EC9): *Progettazione delle strutture in alluminio*.

Tutti gli Eurocodici sopracitati sono in generale destinati all'applicazione concomitante con le vigenti norme disciplinanti l'esecuzione e la conformità di opere, materiali e prove entro i rispettivi ambiti, nonché all'utilizzo in combinazione con gli altri Eurocodici, ove richiesto.

Ciascuno degli Eurocodici inerenti alla progettazione di specifiche tipologie strutturali, a partire dall'EC2 sino all'EC9, si attiene sistematicamente alle prescrizioni generali dell'EN 1990, che rappresenta, in questo senso, il riferimento cardine di qualsivoglia caso progettuale, e si riconduce, altresì, alle definizioni date dall'EN 1991.

1.2 LA PROGETTAZIONE GEOTECNICA ALL'INTERNO DEGLI EUROCODICI

Nell'ampio ambito normativo definito dagli Eurocodici Strutturali la progettazione geotecnica è specificamente regolata dall'Eurocodice 7.

Sebbene ciascun Eurocodice sia destinato a un ben preciso contesto applicativo, appare chiaro che la suddivisione "tematica" delle norme è esclusivamente finalizzata all'esigenza di fornire praticità e immediatezza alla consultazione. Difatti, è altrettanto chiaro come nella realtà la progettazione ingegneristica civile non proceda per compartimenti settoriali, ma si interfacci mutuamente con aspetti e problematiche di diversa natura; così, la progettazione strutturale deve necessariamente rapportarsi alla progettazione geotecnica e a quella sismica, o viceversa (banalmente, a prescindere dalla specificità o tipologia, tutte le strutture sono fondate sul suolo e possono collocarsi in aree sismiche). Per questa ragione, gli Eurocodici non sono norme tra loro indipendenti, ma devono consultarsi e osservarsi congiuntamente ogni qualvolta sia opportuno.

Alla luce di quanto detto, nello schema esemplificativo di Figura 1.1 sono identificati gli Eurocodici, o rispettive parti, le cui disposizioni normative risultano complementari all'EC7 e integranti la progettazione geotecnica.

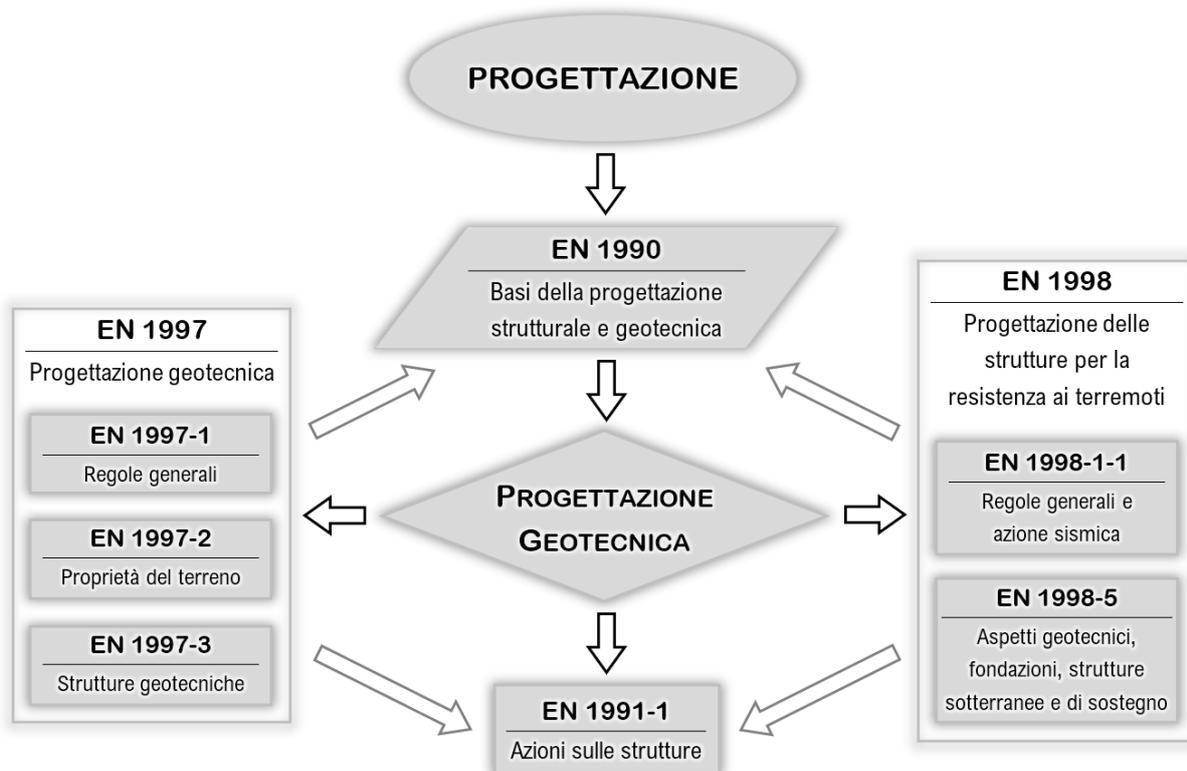


FIGURA 1.1 - PROGETTAZIONE GEOTECNICA CON GLI EUROCODICI STRUTTURALI

CAPITOLO 2

LA SECONDA GENERAZIONE DEGLI EUROCODICI

Gli Eurocodici, al pari di tutte le norme, sono documenti tecnici in costante aggiornamento. Il processo di modifica degli attuali Eurocodici, pubblicati tra il 2002 e il 2007, prende origine già nel 2010 da parte del Comitato Tecnico 250 del CEN, a sua volta composto da sottocomitati e gruppi di lavoro per i diversi settori di applicazione. Sebbene, in seguito alla pubblicazione degli Eurocodici in qualità di Norme Europee definitive, siano state apportate negli anni correzioni e integrazioni, la struttura concettuale è rimasta pressoché invariata, senza alcuna alterazione degli approcci proposti. Al contrario, l'ultima revisione in corso di suddette norme porta a un aggiornamento che, su taluni aspetti, si discosta parzialmente dalla precedente generazione con l'inserimento di nuove prescrizioni o metodologie sostitutive.

La seconda generazione di Eurocodici, che subentrerà dunque a quella attuale nei prossimi anni, ha come principali obiettivi: proporre una più efficace applicazione delle direttive in un'ottica di armonizzazione e coordinazione delle norme progettuali tra gli Stati e incrementare il grado di affidabilità della progettazione strutturale e geotecnica con il "metodo semi-probabilistico dei coefficienti di sicurezza parziali". Altresì, scaturisce dall'esigenza di adeguarsi alla naturale evoluzione dei processi ingegneristici, sia dal punto di vista dei metodi di calcolo che implementano la progettazione (basti pensare alla più recente modellazione numerica) che dell'innovazione tecnologica nel campo delle costruzioni.

Al fine di comprendere meglio gli aspetti fin qui citati e le differenze più significative tra prima e seconda generazione degli Eurocodici, si rende opportuna una premessa generale sulla struttura e sulla logica applicativa delle normative nella progettazione e verifica delle opere. In questo capitolo si farà riferimento, in special modo, all'EC e all'EC7.

2.1 I CRITERI GENERALI DELLA PROGETTAZIONE CON L'EUROCODICE EN 1990:202x

2.1.1 AFFIDABILITÀ E REQUISITI STRUTTURALI

Lo scopo fondamentale dell'EN 1990, come già anticipato, è quello di fissare i principi generali della progettazione, atti al soddisfacimento dei requisiti per la sicurezza, la funzionalità, la robustezza e la durabilità degli edifici e delle strutture civili, incluse quelle geotecniche, in modo appropriato e proporzionale alle conseguenze potenziali di un collasso delle medesime.

L'Eurocodice rappresenta il documento di riferimento per la progettazione e la verifica agli stati limite delle strutture, sia che si tratti di opere di nuova fabbricazione, di costruzioni temporanee oppure di strutture già esistenti. Il principale approccio alla base di tale finalità è il metodo dei coefficienti o fattori parziali.

Pertanto, assunto che le regole stabilite dall'EC siano rispettate e che la progettazione, l'esecuzione e il controllo delle opere o dei lavori siano svolti da personale qualificato con la dovuta attenzione ed esperienza, la norma impone che le strutture debbano conseguire un adeguato livello di affidabilità per l'intera durata della vita utile di progetto ed essere globalmente realizzate nella maniera più efficiente ed economica.

Da quanto detto, si evince allora che l'EN 1990, assieme agli altri Eurocodici, incentra la progettazione sulla prerogativa dell'affidabilità strutturale, sia in relazione al raggiungimento di determinati stati limite, ultimi o di esercizio, che all'entità delle conseguenze della rottura (anche parziale). Per questa ragione, le costruzioni devono classificarsi secondo le cosiddette "Classi di Conseguenza" (CC: Consequence Class). La più recente bozza del nuovo Eurocodice dà la qualificazione (*Table 4.1 (NDP), prEN 1990:Draft September 2021*) riportata nella tabella seguente.

TABELLA 2.1 - QUALIFICAZIONE DELLE CLASSI DI CONSEGUENZA

CLASSE DI CONSEGUENZA	Descrizione Indicativa delle Conseguenze	
	PERDITA DI VITA UMANA O LESIONE ALLE PERSONE ^(a)	CONSEGUENZE ECONOMICHE, SOCIALI O AMBIENTALI ^(a)
CC4 – Massima	Estrema	Enormi
CC3 – Superiore	Elevata	Molto vaste
CC2 – Normale	Media	Considerevoli
CC1 – Inferiore	Ridotta	Limitate
CC0 – Minima	Molto bassa	Insignificanti
^(a) La Classe di Conseguenza è scelta sulla base della colonna maggiormente severa delle due		

La collocazione di una struttura all'interno di una determinata Classe di Conseguenza definisce una serie di parametri, che influenzano il valore effettivo dei coefficienti di sicurezza da applicare nelle verifiche di resistenza col metodo semi-probabilistico. I suddetti parametri saranno descritti nel corso dei successivi paragrafi e dei capitoli relativi ai casi di studio geotecnico dei muri di sostegno. Inoltre, qualora le incertezze o le particolari circostanze di progettazione di un'opera rendano necessario l'impiego di altri approcci propriamente basati su requisiti e stime di affidabilità, le Classi di Conseguenza possono essere usate nella scelta della soglia accettabile della probabilità di rottura, correlata al livello di rischio e di affidabilità richiesta (*Annex C, prEN 1990:Draft September 2021*).

È interessante, a tal proposito, osservare una prima differenza esistente rispetto all'attuale EN 1990:2005. Le Classi di Conseguenza 0 e 4, che caratterizzano le implicazioni del collasso negli estremi rispettivamente opposti, sono state aggiunte nel nuovo Eurocodice, sebbene siano di fatto non coperte dalle sue prescrizioni; l'essere presenti nella classificazione dà volutamente una sorta di ampliamento alle eventualità della progettazione, evidenziando, nello specifico, come regole e analisi aggiuntive a quelle fornite debbano adottarsi per le tipologie strutturali in CC4.

Un'ulteriore diversità tra le due versioni della norma, che si riflette evidentemente anche negli altri EC, sta nel tema della robustezza. Il termine "robustezza" identifica l'insieme delle qualità e delle caratteristiche tali per cui una struttura ha la capacità di resistere agli effetti di azioni o eventi accidentali, senza riportare danni sproporzionati rispetto all'evento stesso. Benché alcuni dei concetti relativi a robustezza e integrità strutturale siano già presenti e affrontati nella corrente versione della norma, nella seconda generazione di Eurocodici se ne rimarca chiaramente l'importanza, inserendo esplicitamente la robustezza tra i requisiti essenziali che devono in modo imprescindibile caratterizzare un'opera; per di più, un allegato informativo è stato aggiunto e sviluppato per fornire ulteriori raccomandazioni sul miglioramento della robustezza di edifici e ponti (*Annex E, prEN 1990:Draft September 2021*).

2.1.2 STATI LIMITE E "DESIGN SITUATIONS"

L'EN 1990 stabilisce i principi della progettazione agli stati limite distinguendo le "situazioni di progetto" (*Table 5.1, prEN 1990:Draft September 2021*) di seguito elencate:

TABELLA 2.2 - CLASSIFICAZIONE DELLE SITUAZIONI DI PROGETTO

SITUAZIONE DI PROGETTO	Condizioni	Esempi
Persistente	Normale uso ed esposizione	Durante l'uso quotidiano
Transitoria	Condizioni ed esposizione eccezionali	Durante l'esecuzione, la riparazione o la temporanea influenza ambientale
Accidentale	Uso ed esposizione temporanei durante un periodo di gran lunga più breve della vita utile di progetto della struttura	Durante inondazione, incendio, esplosione o impatto; oppure collasso parziale
Sismica	Condizioni eccezionali durante un evento sismico	Durante un terremoto
Fatica	Condizioni causate da carico o deformazione ripetuti indotti da cicli di sollecitazione	Dovuta a carichi da traffico su un ponte, vibrazioni indotte dal vento su ciminiera o vibrazioni indotte da macchinari

Le diverse situazioni presentate includono una molteplicità di condizioni che, plausibilmente, possono interessare un'opera sia nel corso della sua realizzazione che in esercizio. Ognuna di esse, dove configurabile, deve associarsi a determinati Stati Limite Ultimi (SLU) o di Esercizio (SLE) sulla base dello specifico ambito progettuale e della tipologia di struttura (o componente strutturale) in esame, ovvero delle casistiche di carico a cui quest'ultima può essere soggetta.

Contrariamente all'EN 1990:2005, nella bozza del nuovo EC gli stati limite originati, in particolare, da effetti dipendenti dal tempo o ciclici, come le sollecitazioni da fatica, vengono ora ricondotti a una vera e propria situazione di progetto a sé stante.

2.1.3 LA VERIFICA CON IL METODO DEI COEFFICIENTI PARZIALI

Le verifiche di resistenza rappresentano di fatto lo strumento con cui accertare che la progettazione di un'opera, di nuova costruzione oppure esistente, sia conforme ai requisiti di affidabilità, funzionalità e robustezza attesi. La verifica deve riguardare, evidentemente, tutte le situazioni di progetto individuate, di modo che nessuno degli stati limite a queste corrispondenti venga oltrepassato.

Come già detto, l'Eurocodice prescrive l'utilizzo del metodo semi-probabilistico basato sulla fattorizzazione con i coefficienti di sicurezza parziali, salvo in circostanze particolari propriamente specificate; suddetto approccio prevede così la determinazione dei "valori di progetto" delle azioni, delle proprietà e delle resistenze, a partire dai "valori rappresentativi o caratteristici"⁽¹⁾ delle stesse (gli ulteriori dettagli specifici alle applicazioni geotecniche saranno forniti nel seguito).

Per quanto concerne gli Stati Limite Ultimi, ai quali si farà essenzialmente riferimento nella tesi, nella recente bozza dell'EN 1990 si abbandona la tradizionale designazione attinente alla tipologia o meccanismo di rottura interessata (STR, EQU, GEO, ecc.)⁽²⁾ e si riconducono le relative verifiche di resistenza alla disuguaglianza generalizzata (*Formula 8.1, prEN 1990:Draft September 2021*):

$$E_d \leq R_d \quad (2.1)$$

⁽¹⁾ Il valore rappresentativo di un'azione o di una proprietà, in generale, dovrebbe coincidere con il valore caratteristico oppure con quello nominale; il valore rappresentativo viene definito come il valore che influenza il verificarsi di uno stato limite.

Pertanto, il valore caratteristico (X_k) relativo ad azioni o proprietà per le quali esiste un'incertezza statistica nell'esatta valutazione, e cioè una variabilità spaziale o temporale delle stesse, si può determinare come:

- media della funzione di distribuzione statistica dei valori; oppure
- valore limite inferiore o superiore corrispondente, rispettivamente, al frattile 5% o 95% della distribuzione.

⁽²⁾ Si modifica esclusivamente l'approccio usato nelle modalità della verifica, non la definizione a livello concettuale dei relativi SLU, i quali, chiaramente, continueranno a essere singolarmente verificati, dove plausibili.

dove:

- E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, dato dalla combinazione di quest'ultime;
- R_d è il valore di progetto della resistenza (in alternativa, potrebbe anche trattarsi del valore di una deformazione, qualora lo SLU sia verificato nei confronti di eccessivi spostamenti).

Nello specifico, dunque, ciò che realmente cambia nelle verifiche con la seconda generazione di Eurocodici riguarda l'introduzione dei cosiddetti “casi progettuali” (DC: Design Case) e la determinazione di R_d .

Ciascun “caso di progetto”, infatti, viene tipicamente associato a specifiche applicazioni o condizioni e, contestualmente, a precisi valori dei coefficienti di sicurezza da applicare alle azioni oppure agli effetti. Si definiscono in totale quattro “Design Cases”.

Quanto alla resistenza di progetto invece, vengono introdotti due nuovi approcci:

- “Material Factor Approach” (MFA), che si basa sull'applicare preventivamente i coefficienti parziali alle proprietà dei materiali per il calcolo di R_d ;
- “Resistance Factor Approach” (RFA), con il quale si fattorizza direttamente la resistenza.

2.1.4 ALTRE DIFFERENZE CON L'EN 1990:2005

In aggiunta alle differenze esposte in merito ai temi precedentemente trattati, si riportano di seguito alcuni ulteriori aspetti degni di nota nel confronto tra le due generazioni della norma.

Innanzitutto, da “EN 1990 - Eurocodice (EC): *Basi della progettazione strutturale*” la designazione del nuovo Eurocodice è rinominata in “*Basi della progettazione strutturale e geotecnica*”, a rimarcare l'equivalente centralità delle analisi geotecniche nella progettazione delle costruzioni.

Viene poi ampliata la serie di allegati alla norma, aggiungendo:

- gli allegati normativi inerenti a:
 - le regole di applicazione di casi progettuali meno soliti, come le torri, le ciminiere, i silos e i serbatoi, i supporti alle gru e le strutture marine costiere [lo sviluppo di tali allegati (*Annexes A.3 to A.6, prEN 1990:Draft September 2021*) viene rimandato ai successivi emendamenti];
 - le basi della progettazione degli appoggi o cuscinetti da ponte (*Annex G, prEN 1990:Draft September 2021*);
- gli allegati informativi contenenti linee guida su:
 - i “metodi di computo del flusso pluviale e di bacino” per la determinazione dei livelli tensionali dovuti alla fatica ad elevati cicli (*Annex F, prEN 1990:Draft September 2021*);
 - le verifiche sulle vibrazioni dovute al traffico pedonale delle passerelle (*Annex H, prEN 1990:Draft September 2021*).

In secondo luogo, può essere interessante osservare che non è più specificamente premessa la distinzione fra “principi” e “regole di applicazione”. L'attenzione si sposta, invece, sulle “forme verbali” utilizzate nel dare le indicazioni, in accordo alla natura e alla rilevanza di queste ultime.

Maggiore approfondimento e importanza vengono dati alle “misure tecniche di gestione per il progetto e l'esecuzione” delle strutture. Sinteticamente: la “qualità” della gestione deve passare dal “livello di qualificazione ed esperienza nella progettazione” (DQL: Design Qualification and experience Level), dal “livello di controllo della progettazione” (DCL: Design Check Level) e dall'ispezione durante la realizzazione (*Annex B, prEN 1990:Draft September 2021*).

Si sottolinea, infine, il tema della sostenibilità delle opere, ribadendo il rispetto delle disposizioni normative stabilite dalle Autorità Nazionali nelle valutazioni di impatto ambientale e sociale e nella scelta specifica dei processi, delle risorse e dei materiali da costruzione.

2.2 IL NUOVO EUROCODICE 7 PER LA PROGETTAZIONE GEOTECNICA

L'Eurocodice 7 definisce i principi e le regole a cui attenersi nella progettazione e nella verifica in ambito geotecnico.

Le strutture geotecniche devono possedere gli ulteriori requisiti stabiliti dalla presente norma, fermi restando, comunque, i criteri generali e le assunzioni poste in essere dall'EN 1990, la cui validità rimane immutata nei riguardi di qualunque tipologia di opera.

Nella nuova generazione di Eurocodici, l'EC7 vede, in particolare, una significativa riorganizzazione dei contenuti e una parziale rettifica della struttura concettuale, con il fine di attribuire maggiore evidenza alla progettazione geotecnica e migliorare l'applicabilità e affidabilità dei metodi di verifica.

L'intera norma è stata quindi suddivisa in tre nuove parti, in confronto alle due attuali:

- EN 1997-1 – Parte 1: *Regole generali*, riportante le indicazioni da osservare in generale nella progettazione e verifica delle strutture geotecniche;
- EN 1997-2 – Parte 2: *Proprietà del terreno*, dedicata ai processi di indagine e studio del terreno mediante ispezioni, prove o test, volti alla determinazione delle proprietà di interesse e alla successiva modellazione all'interno delle analisi;
- EN 1997-3 – Parte 3: *Strutture geotecniche*, nella quale si forniscono gli specifici criteri di progettazione e di verifica per tipologia di opera geotecnica.

In coerenza con quanto prescritto dall'EN 1990, anche la progettazione geotecnica deve ottemperare a un livello appropriato di affidabilità e ai requisiti di sicurezza, funzionalità, robustezza e durabilità delle strutture. Nell'ultima bozza dell'EN 1997-1 viene, di fatto, ampliato l'insieme dei concetti e delle misure da attuare per far sì che le opere possano avere il grado di affidabilità richiesto.

Le cosiddette “Categorie Geotecniche” (GC: Geotechnical Category) caratterizzano il livello di approfondimento e la rilevanza delle suddette misure, che, fondamentalmente, prevedono:

- l'opportuna estensione delle indagini sul suolo per la corretta valutazione dei parametri geotecnici (*Table 5.1, prEN 1997-2:Draft April 2021*) e la validazione del “Modello del Terreno” e del “Modello di Progettazione Geotecnica”, di cui si dirà più avanti;
- la definizione della zona di influenza del sistema struttura-terreno, nella sua estensione e nella configurazione degli stati di sollecitazione e spostamento in situ, ovvero delle potenziali superfici di cedimento;
- l'attuazione di modelli di calcolo proporzionalmente accurati;
- l'adeguata implementazione della progettazione mediante misure di gestione della qualità (*Table 4.4 (NDP), prEN 1997-1:Draft April 2021*), esperienze comparabili, relazioni⁽³⁾ e piani di ispezione, monitoraggio e manutenzione.

2.2.1 “CLASSE DI COMPLESSITÀ GEOTECNICA” E “CATEGORIA GEOTECNICA”

Il concetto di classe di complessità per le analisi geotecniche viene introdotto nella Parte 1 del nuovo Eurocodice 7 (*Table 4.1 (NDP), prEN 1997-1:Draft April 2021*), che ne specifica i criteri di qualificazione sulla base della complessità delle condizioni in sito e del grado di incertezza nella conoscenza di queste ultime. Le suddette classi sono definite in Tabella 2.3.

⁽³⁾ Gli aspetti geotecnici e le scelte adottate nella progettazione devono essere relazionati all'interno di rapporti tecnici. Il livello di dettaglio da conseguire con le indagini viene dettato dalla “Categoria Geotecnica” individuata (*Table 12.1 (NDP), prEN 1997-1:Draft April 2021*).

Devono prodursi, nello specifico, i seguenti documenti:

- “Rapporto di Indagine sul Terreno” (GIR: Ground Investigation Report), in cui vengono progressivamente raccolti i risultati delle prove in situ e dei test di laboratorio effettuati nelle fasi di investigazione ai fini della determinazione dei parametri geotecnici e la costruzione del “Modello del Terreno” (*Annex A, prEN 1997-2:Draft April 2021*);
- “Rapporto di Progettazione Geotecnica” (GDR: Geotechnical Design Report), contenente principalmente: le informazioni sulla categoria di struttura e sul sito, le proprietà e il modello geotecnico del terreno, le assunzioni e le analisi progettuali in ognuna delle fasi, i processi di realizzazione della struttura (*Annex C, prEN 1997-1:Draft April 2021*);
- “Registro di Costruzione Geotecnica” (GCR: Geotechnical Construction Record), che costituisce la documentazione delle fasi di esecuzione e di supervisione, monitoraggio e manutenzione dell'opera (*Annex C, prEN 1997-1:Draft April 2021*).

TABELLA 2.3 - SELEZIONE DELLE CLASSI DI COMPLESSITÀ GEOTECNICA (GCC: GEOTECHNICAL COMPLEXITY CLASS)

CLASSE DI COMPLESSITÀ GEOTECNICA	Complessità	Aspetti generali
GCC3	Superiore	Si configura una qualsiasi situazione delle seguenti: - considerevole incertezza sulle condizioni del terreno; - condizioni del terreno altamente variabili o difficili; - significativa sensibilità rispetto alle condizioni dell'acqua di falda o di superficie; - elevata complessità dell'interazione tra terreno e struttura.
GCC2	Normale	Si sceglie GCC2 se gli aspetti di GCC1 e GCC3 non sono applicabili.
GCC1	Inferiore	Si applicano tutte le condizioni seguenti: - incertezza relativa alle condizioni del terreno trascurabile; - condizioni del terreno uniformi; - bassa sensibilità rispetto alle condizioni dell'acqua di falda o di superficie; - ridotta complessità dell'interazione tra terreno e struttura.

L'eventuale GCC preliminare, selezionata dopo una prima ispezione qualitativa del suolo in situ, deve essere rivista o riassegnata ogni qualvolta nelle fasi della progettazione, a seguito di indagini più approfondite, emergano nuovi elementi di rischio o problematicità.

Richiamando il concetto già esposto di “Classe di Conseguenza”, anche in campo geotecnico le opere devono qualificarsi in relazione alle conseguenze del collasso (*Table 4.3 (NDP), prEN 1997-1:Draft April 2021*).

Alcuni esempi di strutture tipicamente associabili a indicate classi di conseguenza si elencano in Tabella 2.4.

TABELLA 2.4 - ESEMPI DI OPERE GEOTECNICHE E RELATIVE CLASSI DI CONSEGUENZA

CLASSE DI CONSEGUENZA	Esempi
CC4 – Massima	<ul style="list-style-type: none"> - Infrastrutture critiche; - Strutture geotecniche la cui integrità è di importanza vitale per la protezione civile; - Aree con significativo rischio di frana.
CC3 – Superiore	<ul style="list-style-type: none"> - Muri di sostegno e fondazioni di pubblici edifici con elevata esposizione; - Pendii o terrapieni artificiali e strutture di contenimento con alta esposizione; - Rilevati stradali o ferroviari importanti e fondazioni di ponti la cui interruzione di servizio può sfociare in situazioni di emergenza; - Costruzioni sotterranee con forte occupazione.
CC2 – Normale	Tutte le strutture geotecniche non classificate in CC1, CC3 o CC4.
CC1 – Inferiore	<ul style="list-style-type: none"> - Muri di sostegno e fondazioni di pubblici edifici con ridotta esposizione; - Pendii o terrapieni artificiali e strutture di contenimento dal modesto impatto sociale; - Rilevati stradali o ferroviari minori di importanza non vitale per la società; - Costruzioni sotterranee con occupazione occasionale.
CC0 – Minima	Non applicata alle strutture geotecniche.

Sulla base di tali presupposti, la “Categoria Geotecnica” di pertinenza di una struttura deve, in definitiva, determinarsi dalla combinazione delle caratteristiche di complessità del terreno con la rispettiva “Classe di Conseguenza” (*Table 4.2 (NDP), prEN 1997-1:Draft April 2021*), osservando che la progettazione deve risultare tanto più critica e, pertanto, particolareggiata quanto maggiori sono le incertezze nell’analisi e i rischi derivanti dalla rottura.

La correlazione tra le classi sopra menzionate e la corrispondente categoria geotecnica viene riportata nella tabella seguente.

TABELLA 2.5 - INDIVIDUAZIONE DELLA CATEGORIA GEOTECNICA DI UNA STRUTTURA

CATEGORIA GEOTECNICA (GC)			
Classe di Conseguenza (CC)	Classe di Complessità Geotecnica (GCC)		
	GCC1	GCC2	GCC3
CC3	GC2	GC3	GC3
CC2	GC2	GC2	GC3
CC1	GC1	GC2	GC2

2.2.2 BASI DELLA PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE

Il progetto geotecnico e le verifiche di stato limite possono essere condotti, in genere, avvalendosi dei seguenti metodi:

- metodo dei coefficienti parziali o altri metodi basati sull'affidabilità;
- regole prescrittive;
- verifica tramite test;
- metodo osservazionale.

L'impiego dei suddetti approcci, inoltre, può (o deve) essere combinato nei casi in cui l'incertezza sulle proprietà del terreno sia tale da non garantire un adeguato livello di affidabilità geotecnica.

Il presente lavoro farà riferimento al solo metodo dei coefficienti parziali, pertanto, da qui in avanti, non si entrerà volutamente nel dettaglio degli altri approcci usabili.

L'EN 1997-1 prevede così la definizione di un "Modello di Progettazione Geotecnica" (GDM: Geotechnical Design Model) che deve comprendere i principali aspetti sin qui descritti; questi, dunque, riguardano:

- le condizioni idrogeologiche e geotecniche del sito, incluse le proprietà geometriche, la reciproca interazione tra struttura, suolo e acqua o l'interazione con strutture esistenti e servizi e le influenze ambientali;
- le informazioni relative alle incertezze o alla variabilità delle condizioni in sito;
- la categoria geotecnica (o la classe di conseguenza) dell'opera;
- il valore rappresentativo dei parametri e delle proprietà del terreno per tutte le unità geotecniche interessate dalla zona di influenza;
- la specifica situazione di progetto considerata nel modello, assieme alla combinazione delle azioni per i rispettivi stati limite da verificare.

2.2.3 VERIFICHE DI STATO LIMITE ULTIMO

2.2.3.1 Valore di progetto delle azioni

➤ Azioni permanenti

Nell'ambito geotecnico possono identificarsi le seguenti azioni di tipo permanente: il peso proprio strutturale, il peso proprio del terreno e dell'acqua, la spinta attiva del terreno, la spinta o pressione dell'acqua, sia idrostatica che in presenza di filtrazione, e le azioni generate da carichi, o tensioni preesistenti, imposti al terreno e non rimovibili. Altresì, in aggiunta a quelle citate, devono considerarsi tutte le altre azioni di natura permanente potenzialmente derivanti dalle molteplici casistiche della progettazione.

Per quanto concerne, in particolare, la spinta prodotta dall'acqua, laddove le condizioni e i livelli di falda siano significativamente mutevoli per il sito, può risultare opportuno valutare suddetta azione anche come variabile, o addirittura accidentale, oltre che permanente. Questa eventualità rappresenta un aspetto più ampiamente esaminato nella seconda generazione degli Eurocodici.

Quindi, il valore di progetto di un'azione permanente (G_d) si ricava moltiplicando il suo valore caratteristico per il relativo coefficiente di sicurezza, scelto sulla base dell'effetto (favorevole o sfavorevole) indotto sulla struttura o sul terreno nello specifico stato limite analizzato. In generale:

$$G_d = \gamma_G \cdot G_k \quad (2.2)$$

dove:

- $\gamma_G = \begin{cases} \gamma_{G, fav} & \text{se l'effetto prodotto è favorevole} \\ \gamma_{G, unf} & \text{se l'effetto prodotto è sfavorevole} \end{cases}$, indica il coefficiente parziale per le azioni permanenti;
- G_k è il valore caratteristico dell'azione permanente.

➤ Azioni variabili

All'interno delle analisi di SLU le azioni variabili risultano, di fatto, essere contemplate esclusivamente nei casi in cui hanno effetto sfavorevole; l'eventuale contributo favorevole è a tutti gli effetti trascurato, dal momento che il corrispettivo coefficiente di sicurezza viene assunto nullo (vedi Tabella 2.6).

Il valore di progetto di un'azione variabile (Q_d) è calcolato come segue:

$$Q_d = \gamma_Q \cdot Q_{rep} \quad (2.3)$$

in cui:

- γ_Q è il coefficiente parziale per le azioni variabili;
- Q_{rep} è il valore rappresentativo dell'azione variabile⁽⁴⁾.

⁽⁴⁾ Quanto alle azioni variabili, nella Formula (2.3) è menzionato il valore rappresentativo e non quello caratteristico, perché, a differenza delle azioni permanenti (sempre presenti), l'entità di queste ultime viene invece fissata in dipendenza dallo stato limite esaminato.

Nello specifico, Q_{rep} può corrispondere a:

- Q_k , valore caratteristico;
- $Q_{comb} = \psi_0 \cdot Q_k$, valore di combinazione;
- $Q_{freq} = \psi_1 \cdot Q_k$, valore frequente;
- $Q_{qper} = \psi_2 \cdot Q_k$, valore quasi-permanente.

dove ψ_i (per $i = 0, 1, 2$) sono "fattori di combinazione" (Table A.1.7 (NDP), prEN 1990:Draft September 2021) definiti nelle varie combinazioni delle azioni per le diverse situazioni di progetto (Annex A.1, prEN 1990:Draft September 2021).

➤ **Azioni accidentali, azioni sismiche e fatica**

I valori di progetto delle azioni accidentali, data la particolarità delle stesse, dovrebbero essere direttamente specificati oppure stabiliti dagli Annessi Nazionali, sulla base di appositi criteri in relazione alla tipologia di azione accidentale e al caso di progettazione considerati.

Per le sollecitazioni derivanti da fatica non si riportano indicazioni ulteriori a quelle già fornite nel complesso, in quanto non attinenti effettivamente agli obiettivi di questa trattazione.

Invece, la definizione delle azioni sismiche di progetto viene rimandata al CAPITOLO 3 inerente all'Eurocodice 8.

2.2.3.2 Valore di progetto degli effetti delle azioni

➤ **Coefficienti parziali applicati alle azioni**

Per una specifica combinazione in cui i fattori di sicurezza parziali siano applicati a ciascuna delle azioni presenti, il valore di progetto dell'effetto (E_d) corrispondente (*Formula 8.4, prEN 1990:Draft September 2021*) si determina come:

$$E_d = E\{\Sigma(\gamma_F \psi_i F_k); a_d; X_{Rd}\} \quad (2.4)$$

dove:

- $E\{\dots\}$ esprime la funzione di tutte le variabili contribuenti all'effetto E_d ;
- $\Sigma(\dots)$ rappresenta la generica combinazione delle azioni di progetto;
- γ_F è, in generale, il coefficiente parziale applicato all'azione F ;
- ψ_i è il fattore di combinazione opportuno, sempre unitario per le azioni permanenti o preso con $i = 0, 1, 2$ per le azioni variabili;
- F_k è il valore caratteristico della generica azione;
- a_d indica il valore di progetto delle proprietà geometriche;
- X_{Rd} rappresenta il valore di progetto delle proprietà dei materiali da cui dipendono la valutazione stessa dell'effetto e il calcolo della resistenza del terreno di progetto R_d ;
- $\gamma_F \psi_i F_k = F_d$, è il valore di progetto della generica azione.

➤ **Coefficienti parziali applicati direttamente agli effetti**

Nel caso in cui sia l'effetto complessivo delle azioni ad essere fattorizzato (*Formula 8.5, prEN 1990:Draft September 2021*), il valore di progetto (E_d) risulta dall'espressione:

$$E_d = \gamma_E \cdot E\{\Sigma(\psi_i F_k); a_d; X_{rep}\} \quad (2.5)$$

dove, oltre ai termini prima esplicitati:

- γ_E è il coefficiente parziale applicato all'effetto delle azioni;

- $X_{rep} = \eta \cdot X_k$, indica il valore rappresentativo delle proprietà dei materiali o del terreno; η è un fattore di conversione che tiene conto degli effetti di scala, temperatura, umidità, invecchiamento dei materiali e dei livelli tensionali; η deve utilizzarsi qualora i suddetti effetti non siano già considerati nella scelta del valore nominale o caratteristico (X_k) per la proprietà in questione, altrimenti è tipicamente unitario (nel seguito del lavoro lo si assumerà tale, dunque, $X_{rep} \equiv X_k$).

2.2.3.3 Combinazione delle azioni e “Design Cases”

Come detto in precedenza, ciascuna situazione di progetto (“Design situation”), tra quelle identificabili per un’opera, viene contraddistinta da determinati stati limite ultimi; ogni potenziale SLU, a sua volta, presuppone la simultanea presenza di carichi o azioni che ne inducono la configurazione.

Per quanto attiene alla progettazione, dunque, la combinazione delle azioni definisce l’effetto E_d , di cui sopra, da utilizzare nella verifica di resistenza proposta nella Formula (2.1). A titolo esemplificativo, si riporta di seguito una delle possibili espressioni generali della “combinazione di azioni fondamentale”, nell’ipotesi di situazione di progetto persistente/transitoria:

$$\Sigma F_d = \Sigma_i \gamma_{G,i} \cdot G_{k,i} (+) \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} (+) \Sigma_{j>1} \gamma_{Q,j} \cdot \psi_{0,j} \cdot Q_{k,j} \quad (2.6)$$

dove il simbolo (+) sta a significare: “si combina con”.

I valori dei coefficienti di sicurezza che fattorizzano le azioni o gli effetti vengono specificamente definiti all’interno di “casi di progetto” (“Design Cases”), cioè casistiche differenti di verifica relative alle strutture e ai meccanismi di rottura coinvolti (*Table A.1.8 (NDP), prEN 1990:Draft September 2021*). In genere, quando i fattori parziali sono riferiti all’effetto sfavorevole di azioni, il loro valore, che si ribadisce essere rettificabile dagli Annessi Nazionali, non dovrebbe mai scendere al disotto dell’unità.

È conveniente, a questo punto, menzionare una differenza riscontrabile con l’attuale versione degli Eurocodici e riguardante l’introduzione di specifici coefficienti parziali.

Le azioni di medesima natura o generate dalla stessa causa fisica, anche se riconducibili a materiali distinti e agenti in punti diversi dell’opera⁽⁵⁾, possono considerarsi come effetti di una sorgente unica. Questa regola nelle nuove norme va sotto il nome di “principio della singola fonte”.

⁽⁵⁾ Si tratta tipicamente delle azioni permanenti derivanti dal peso proprio, sia della struttura che del terreno; per un muro di sostegno a mensola, ad esempio, il peso del calcestruzzo e il peso del suolo insistente sulla mensola di fondazione possono ritenersi parti di una sorgente globalmente unica. In tal caso, le forze gravitazionali sono azioni aventi, complessivamente, effetto comune sul sistema muro-terreno.

Anche le componenti delle azioni originate dalla spinta attiva del terreno oppure dalla pressione dell’acqua sulle varie parti e lati dell’opera possono analizzarsi come azioni provenienti dalla stessa singola fonte.

Esistono circostanze in cui la singola sorgente nelle verifiche di resistenza può essere caratterizzata da azioni aventi sia componenti dall'effetto stabilizzante (favorevole) sia componenti con effetto destabilizzante (sfavorevole). Quando ciò accade, la norma stabilisce i casi nei quali è necessario diversificare o meno il valore di progetto delle parti favorevoli, applicando appositi coefficienti parziali alle azioni in questione; si faccia riferimento alla seguente tabella, dove sono dati i valori di γ_F e γ_E per i differenti Design Cases nelle situazioni di progetto persistenti/transitorie.

TABELLA 2.6 - FATTORI PARZIALI SU AZIONI ED EFFETTI DELLE AZIONI PER LA SITUAZIONE DI PROGETTO FONDAMENTALE (PERSISTENTE/TRANSITORIA)

AZIONE O EFFETTO			FATTORE PARZIALI per DESIGN CASES da 1 a 4					
			Simbolo	Resistenza Strutturale	Equilibrio Statico e/o Sollevamento		Progettazione Geotecnica	
Tipo	Gruppo	Effetto risultante			DC1	DC2(a)	DC2(b)	DC3
Azione permanente (G_k)	Tutte eccetto l'acqua	Sfavorevole o Destabilizzante	$\gamma_{G,unf}$	$1,35 \cdot K_F$	$1,35 \cdot K_F$	1,0	1,0	G _k non è fattorizz.
		Stabilizzante	$\gamma_{G,stab}$	non usato	1,15	1,0	non usato	
	Acqua	Sfavorevole o Destabilizzante	$\gamma_{G,w,unf}$	$1,2 \cdot K_F$	$1,2 \cdot K_F$	1,0	1,0	
		Stabilizzante	$\gamma_{G,w,stab}$	non usato	1,0	1,0	non usato	
	Tutte	Favorevole	$\gamma_{G,fav}$	1,0	1,0	1,0	1,0	
Azione variabile (Q_k)	Tutte eccetto l'acqua	Sfavorevole	$\gamma_{Q,unf}$	$1,5 \cdot K_F$	$1,5 \cdot K_F$	$1,5 \cdot K_F$	1,3	$\frac{\gamma_{Q,unf}}{\gamma_{G,unf}} \Big _{DC1}$
	Acqua	Sfavorevole	$\gamma_{Q,w,unf}$	$1,35 \cdot K_F$	$1,35 \cdot K_F$	$1,35 \cdot K_F$	1,15	1,0
	Tutte	Favorevole	$\gamma_{Q,fav}$	0				
Effetto di azioni (E)		Sfavorevole	$\gamma_{E,unf}$	Gli effetti non sono fattorizzati				$1,35 \cdot K_F$
		Favorevole	$\gamma_{E,fav}$					1,0

Si può notare, in effetti, che per le azioni permanenti viene distinto il caso di effetto risultante “favorevole” dalla situazione in cui l'effetto è, invece, “stabilizzante” per la struttura. In particolare, tale diversità si concretizza nelle verifiche degli stati limite ultimi del Design Case 2, riguardanti l'equilibrio statico (ribaltamento) o il sollevamento, visto che negli altri casi di progetto i fattori parziali associati all'effetto stabilizzante non hanno impiego. Ciò equivale a dire che per i DCs 1 e 3 le parti/componenti delle azioni provenienti dalla singola fonte, il cui effetto sia globalmente sfavorevole per il sistema, sono sempre valutate come contributi destabilizzanti o sfavorevoli, anche qualora risultino favorevoli.

In secondo luogo, è opportuno precisare che il Design Case 1 è utilizzabile per le verifiche di resistenza strutturale che interessano anche la progettazione geotecnica, mentre i DCs 3 e 4 sono pertinenti a indicate applicazioni geotecniche, dove gli SLU da verificare coinvolgono prettamente la resistenza del terreno (come si vedrà più avanti, è possibile optare tra combinazioni differenti che l'EN 1997-3 specifica per ciascuna opera). Il DC 4 è l'unico caso in cui è consentita la fattorizzazione degli effetti. Invece, in merito ai fattori parziali delle due alternative, (a) e (b), del Design Case 2, deve adottarsi il set che fornisce i risultati finali più severi per la progettazione.

In ultimo, si osserva che il valore di alcuni coefficienti è definito a meno del termine K_F . Il “coefficiente di conseguenza” K_F che compare in Tabella 2.6, rappresenta uno dei parametri che, come è stato accennato nel § 2.1.1, può modificare il valore dei fattori parziali in relazione alla Classe di Conseguenza dell'opera (Table A.1.8 (NDP), prEN 1990:Draft September 2021). Si veda Tabella 2.8.

2.2.3.4 Valore di progetto delle proprietà del terreno

Al contrario delle azioni, il valore di progetto di una proprietà geotecnica del terreno (X_d) si ottiene dividendo il valore rappresentativo (caratteristico) per il rispettivo coefficiente di sicurezza:

$$X_d = \frac{X_k}{\gamma_M} \quad (2.7)$$

con γ_M che indica il coefficiente parziale applicato alle proprietà o parametri del materiale.

L'EC7 202x propone i valori di γ_M (Table 4.7 (NDP), prEN 1997-1:Draft April 2021) che nella tabella seguente sono riportati per alcune delle principali proprietà del terreno e, precisamente, in riferimento agli SLU della situazione di progetto persistente/transitoria.

TABELLA 2.7 - FATTORI PARZIALI SULLE PROPRIETÀ DEL TERRENO PER LA SITUAZIONE DI PROGETTO PERSISTENTE/TRANSITORIA

PROPRIETÀ DEL TERRENO	Simbolo	Set	
		M1	M2
τ_f : resistenza al taglio nelle analisi in tensioni efficaci	$\gamma_{\tau f}$	1,0	$1,25 \cdot K_M$
c_u : resistenza al taglio nelle analisi in tensioni totali	$\gamma_{c u}$	1,0	$1,4 \cdot K_M$
$\tan \varphi'_p$: coefficiente d'attrito di picco	$\gamma_{\tan \varphi, p}$	1,0	$1,25 \cdot K_M$
c'_p : coesione efficace di picco	$\gamma_{c, p}$	1,0	$1,25 \cdot K_M$
$\tan \varphi'_{cs}$: coefficiente d'attrito di stato critico	$\gamma_{\tan \varphi, cs}$	1,0	$1,1 \cdot K_M$
$\tan \varphi'_r$: coefficiente d'attrito residuo	$\gamma_{\tan \varphi, r}$	1,0	$1,1 \cdot K_M$
c'_r : coesione efficace residua	$\gamma_{c, r}$	1,0	$1,1 \cdot K_M$
$\tan \delta$: coefficiente d'attrito all'interfaccia terreno-struttura	$\gamma_{\tan \delta}$	1,0	$1,25 \cdot K_M$

Vale la pena sottolineare che tra le proprietà elencate non è menzionato il peso dell'unità di volume dei terreni/materiali (γ), in quanto non fattorizzato intenzionalmente dalla norma. In altre parole, significa che il relativo valore di progetto coincide con quello rappresentativo.

Un ulteriore particolare riguarda il coefficiente di attrito $\mu = \tan \varphi'$; i fattori parziali dividono la tangente dell'angolo di resistenza al taglio φ' , perciò, laddove necessario, il valore di progetto del medesimo (φ'_d) dovrà essere ricavato indirettamente.

In Tabella 2.7 si presentano due distinte colonne di valori per i coefficienti parziali. L'altro "coefficiente di conseguenza" K_M , riferito stavolta ai materiali (Table 4.8 (NDP), prEN 1997-1:Draft April 2021), che appare nell'ultimo gruppo assume i valori indicati in Tabella 2.8.

TABELLA 2.8 - COEFFICIENTI DI CONSEGUENZA

CLASSE DI CONSEGUENZA (CC)	K_F	K_M
CC3	1,1	1,1
CC2	1,0	1,0
CC1	0,9	0,9

Invece, l'applicazione dei set, M1 ed M2, deve essere alternata in accordo alle disposizioni che l'EN 1997-3 dà con riferimento alle diverse strutture geotecniche.

2.2.3.5 Valore di progetto della resistenza

La resistenza di progetto (R_d) allo stato limite ultimo del terreno, per una specifica situazione di progetto, può calcolarsi mediante due approcci alternativi (Formula 8.19, Formula 8.20, prEN 1990:Draft September 2021).

➤ "Material Factor Approach" (MFA)

Il valore di R_d viene determinato applicando i fattori parziali sulle proprietà dei materiali, come segue:

$$R_d = R \left\{ \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d; \Sigma F_{Ed} \right\} \quad (2.8)$$

dove, in aggiunta ai termini già presentati:

- $R\{\dots\}$ esprime la funzione di tutte le variabili concorrenti alla definizione della resistenza R_d ;
- ΣF_{Ed} indica la generica combinazione delle azioni di progetto da cui dipende sia la valutazione dell'effetto E_d che R_d .

➤ **“Resistance Factor Approach” (RFA)**

La fattorizzazione coinvolge direttamente la resistenza geotecnica finale in questo modo:

$$R_d = \frac{R\{X_k; a_d; \Sigma F_{Ed}\}}{\gamma_R} \quad (2.9)$$

in cui γ_R è il coefficiente parziale relativo alla resistenza del terreno. Anche quest'ultimo è teoricamente soggetto ad un fattore di conseguenza K_R che, al netto di apposite prescrizioni degli Annessi Nazionali, risulta comunque unitario.

In ogni caso, soltanto uno tra i coefficienti K_M , K_F e K_R deve essere applicato in ciascuna verifica.

Quindi, i valori di γ_R , come d'altronde i criteri di scelta e impiego dei due approcci, sono definiti dall'EN 1997-3 contestualmente alla tipologia di opera geotecnica e agli SLU interessati dalla verifica.

Una descrizione più puntuale degli aspetti sin qui citati, pertanto, è rimandata alle specifiche applicazioni sui muri di sostegno posti come oggetto di studio dei capitoli seguenti.

CAPITOLO 3

LA PROGETTAZIONE SISMICA NELL'EUROCODICE 8 202X

L'EN 1998, o EC8, dispone i requisiti che, in generale, tutte le strutture civili e/o geotecniche devono possedere ai fini della resistenza ai terremoti, fornendo le regole da applicare nella progettazione e nelle verifiche in condizioni sismiche.

Le opere ingegneristiche civili (incluse quelle temporanee o esistenti) collocate in regioni sismiche devono essere in grado di sopportare gli eventuali danni recati da un terremoto, per scongiurare, in primo luogo, la perdita di vite umane. Ciascuno degli essenziali requisiti esposti dall'EN 1990 deve continuare ad essere rispettato, insieme alle prescrizioni generali degli altri Eurocodici pertinenti.

Date le considerevoli differenze nella pericolosità sismica e nelle zone sismo-genetiche per i vari Paesi, l'Eurocodice 8 si pone l'obiettivo di definire un modello comune, alla base della progettazione, per la rappresentazione dell'azione sismica. Nell'ottica di un processo di armonizzazione delle normative tra gli Stati, la definizione convenzionale dell'azione sismica avviene a partire dai parametri di riferimento a livello nazionale, in maniera proporzionale all'intensità degli eventi che, plausibilmente, possono ricorrere in una certa località, nonché al loro contenuto in frequenza.

È necessario precisare che la "previsione" della suddetta azione è, in ogni caso, caratterizzata da un'incertezza non eliminabile, dovuta alla natura stessa dei terremoti; un rischio esattamente pari a zero non può essere contemplato (a maggior ragione) nella progettazione antisismica.

L'EN 1998 è suddiviso in diverse parti. Tra queste, si portano all'attenzione le parti che sono oggetto di approfondimento per i casi di studio su cui verte la trattazione:

- EN 1998-1-1 – Parte 1-1: *Regole generali e azione sismica*, che affronta gli aspetti di carattere generale e i requisiti prestazionali delle strutture, dando, come detto, un modello di rappresentazione dell'azione sismica e i metodi attraverso i quali è possibile condurre le analisi strutturali;
- EN 1998-5 – Parte 5: *Aspetti geotecnici, fondazioni, strutture sotterranee e di sostegno*, interamente dedicata alla progettazione e verifica sismica delle opere geotecniche.

Risulta infine ovvio che, anche per l'EC8, esistono alcune differenze significative nel confronto con la corrente versione. Benché, certamente, le nuove prescrizioni rispecchino le differenze generali introdotte dalla seconda generazione delle norme nella globalità della progettazione, il cambiamento più sostanziale sta nella determinazione dell'azione sismica associata agli stati limite, quindi, nella costruzione dei rispettivi spettri di risposta.

3.1 DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

3.1.1 STATI LIMITE E “CLASSI DI CONSEGUENZA”

Le costruzioni civili devono essere progettate per garantire un sufficiente livello di affidabilità anche durante gli eventi sismici. Ciò implica, in generale, che:

- la vita umana sia salvaguardata;
- i danni siano relativamente limitati;
- infrastrutture e servizi di importanza vitale o strategica per la società rimangano operativi.

I requisiti e le performance strutturali dipendono, in particolare, da:

- “Classe di Conseguenza” dell'opera;
- Stato Limite analizzato e azione sismica associata al luogo di interesse.

L'Eurocodice 8 individua quattro distinti stati limite (LS: “Limit State”) per la situazione di progetto sismica; rispettivamente, due stati limite ultimi e due in fase di esercizio⁽¹⁾.

Nello specifico, gli SLU sono:

- “quasi collasso” (NC: “Near Collapse”): rappresenta lo stato limite in cui la struttura, pur essendo largamente danneggiata in modo permanente, mantiene ancora la capacità portante gravitazionale dopo il sisma.
- “danno significativo” (SD: “Significant Damage”): è lo stato limite in corrispondenza del quale l'opera ha subito un significativo danneggiamento, ma conserva la capacità di resistenza ai carichi verticali e la possibilità, seppur antieconomica, di essere riparata.

I due SLE, invece, sono quelli di “limitazione del danno” (DL) e “piena operatività” (OP).

La considerazione dello specifico stato limite è di importanza fondamentale, in quanto, assieme alla classe di conseguenza della struttura, definisce sia il grado di prestazione richiesto che l'entità dell'azione sismica.

I terremoti sono fenomeni di natura aleatoria e non possono predirsi, o per meglio dire, studiarsi in maniera deterministica. Risulta possibile esaminare statisticamente la ricorrenza ciclica (frequenza di accadimento) dei terremoti locali avvenuti in un dato intervallo temporale e stimare attraverso analisi probabilistiche di rischio sismico la probabilità associata al verificarsi di un evento di intensità superiore a quella attesa nel sito.

⁽¹⁾ Gli stati limite in campo sismico dell'EC8 risultano praticamente equivalenti agli stati limite definiti nelle NTC 2018, le quali assumono:

- SLC (“prevenzione del collasso”) ed SLV (“salvaguardia della vita”), in qualità di SLU;
- SLD (“danno”) ed SLO (“operatività”), come stati limite di esercizio.

Così, lo stato limite (LS) considerato e la classe di conseguenza (CC) identificano il periodo di ritorno $T_{LS,CC}$ dell'evento sismico, corrispondente a una data probabilità di eccedenza nel tempo⁽²⁾.

Il periodo di ritorno T_{ref} , convenzionalmente assunto come riferimento dall'EN 1998, è quello associato allo stato limite SD di “danno significativo” e alla classe di conseguenza CC2; pertanto, $T_{ref} = T_{SD,2}$ e risulta, tipicamente, pari a 475 anni.

3.1.2 RAPPRESENTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO

L'azione sismica da considerare nella progettazione deve essere riconducibile all'ampiezza del terremoto atteso nei termini del rischio sismico caratterizzante localmente l'area in esame.

I territori nazionali, infatti, dovrebbero essere interamente mappati in relazione alla pericolosità sismica delle zone, mediante rappresentazioni cartografiche che definiscono su reticoli o griglie di punti i parametri rappresentativi del moto sismico.

Il nuovo Eurocodice 8 assume per la definizione del rischio sismico i seguenti parametri di riferimento:

- $S_{\alpha,ref}$, la massima accelerazione spettrale, che determina il tratto ad accelerazione costante dello spettro di risposta elastico⁽³⁾ orizzontale, calcolato per un rapporto di smorzamento del 5% nelle ipotesi di suolo di Categoria A⁽⁴⁾ e periodo di ritorno T_{ref} ;
- $S_{\beta,ref}$, l'accelerazione spettrale in corrispondenza del periodo di vibrazione T_{β} uguale a 1 s dello spettro di risposta elastico orizzontale, ottenuto nelle medesime ipotesi di cui sopra.

Il valore di $S_{\alpha,ref}$, che, sulla base di quanto detto, può indicarsi anche come $S_{\alpha,475}$ (i.e. $S_{\alpha,475} \equiv S_{\alpha,ref}(T_{ref} = 475 \text{ anni})$) viene utilizzato dall'EC8 come variabile di riferimento per la descrizione del “livello di sismicità” del sito (*Table 5.2, prEN 1998-1-1:Draft October 2021*). Si riporta, dunque, in Tabella 3.1 la classificazione dei suddetti livelli in funzione di $S_{\alpha,475}$.

⁽²⁾ Il modello matematico tipicamente utilizzato per mettere in relazione le variabili temporali con la probabilità di accadimento p è quello di Poisson e, in particolare, si ha che:

$$T_R = - \frac{t_L}{\ln(1-p)}$$

dove: - T_R è il periodo di ritorno dell'evento atteso;
- t_L indica la vita utile di progetto della struttura.

⁽³⁾ Per una data caratteristica del moto, si definisce “spettro di risposta elastico” l'insieme delle massime risposte temporali ad uno specifico terremoto (accelerogramma o forma d'onda) di un sistema elastico a un grado di libertà con un certo smorzamento, al variare del periodo proprio di vibrazione.

⁽⁴⁾ Le condizioni locali e le caratteristiche del terreno presenti in situ influenzano l'entità dell'azione sismica. Le tipologie di suolo sono suddivise secondo Categorie standard da A ad F, che ne differenziano la risposta sismica locale in funzione della velocità delle onde trasversali del sisma negli strati di terreno e della profondità del substrato roccioso. La Categoria A, nello specifico, corrisponde ad affioramenti rocciosi o a suoli dall'elevata rigidezza che, pertanto, non inducono effetti amplificativi nella risposta all'azione sismica.

TABELLA 3.1 - DEFINIZIONE DEL LIVELLO DI SISMICITÀ AL VARIARE DEL PARAMETRO $S_{\alpha,475}$

LIVELLO DI SISMICITÀ	$S_{\alpha,475}$ [m/s ²]
Molto basso	$S_{\alpha,475} < 1,0$ m/s ²
Basso	$1,0$ m/s ² $\leq S_{\alpha,475} < 2,5$ m/s ²
Moderato	$2,5$ m/s ² $\leq S_{\alpha,475} < 5,0$ m/s ²
Alto	$S_{\alpha,475} \geq 5,0$ m/s ²

La valutazione di $S_{\alpha,ref}$ ed $S_{\beta,ref}$ nell'EN 1998 viene espressamente rimandata ai valori che le Autorità competenti o gli Annessi Nazionali specificano attraverso le mappe di rischio all'interno del proprio territorio. Questo significa che, qualora tali parametri non siano disponibili a livello nazionale oppure definiti nella forma indicata dall'Eurocodice, si dovranno ricavare dalle informazioni a disposizione.

$S_{\beta,ref}$, se non esplicitamente determinato dalle analisi di pericolosità sismica sul territorio, può essere, in alternativa, calcolato dalla Formula (3.1).

$$S_{\beta,ref} = f_h \cdot S_{\alpha,ref} \quad (3.1)$$

dove il fattore f_h viene assunto pari a:

- 0,2 se il livello di sismicità è basso o molto basso;
- 0,3 se il livello di sismicità risulta moderato;
- 0,4 per un alto livello di sismicità.

Inoltre, nel caso in cui il rischio sismico di riferimento sia, in generale, valutato per periodi di ritorno differenti da T_{ref} e, pertanto, associati a stati limite non equivalenti a SD o a classi di conseguenza diverse da CC2, i rispettivi parametri da prendere in esame divengono i seguenti:

- $S_{\alpha,RP}$, l'accelerazione spettrale massima dello spettro di risposta orizzontale elastico con smorzamento pari al 5%, per suolo di Categoria A e periodo di ritorno diverso da T_{ref} ;
- $S_{\beta,RP}$, l'accelerazione spettrale al periodo di vibrazione T_{β} uguale a 1 s dello spettro di risposta elastico orizzontale nelle analoghe condizioni.

I nuovi parametri di riferimento possono estrapolarsi dalle mappe di rischio nazionali, laddove forniti, oppure ottenersi come segue:

$$S_{\alpha,RP} = \gamma_{LS,CC} \cdot S_{\alpha,ref} \quad (3.2)$$

$$S_{\beta,RP} = \gamma_{LS,CC} \cdot S_{\beta,ref} \quad (3.3)$$

in cui $\gamma_{LS,CC}$ rappresenta il "coefficiente di prestazione" da introdurre nelle formulazioni per tenere conto dello specifico stato limite e/o della classe di conseguenza considerati, i quali definiscono il periodo di ritorno per l'evento sismico in questione.

I valori assunti da $\gamma_{LS,CC}$ saranno elencati nel seguito in relazione ai casi riguardanti le strutture geotecniche.

3.1.2.1 Spettro di risposta orizzontale elastico di progetto

I valori di progetto della componente del moto orizzontale dell'azione sismica possono rappresentarsi efficacemente mediante lo spettro di risposta elastico delle accelerazioni $S_e(T)$.

Nel nuovo EC8 la costruzione di tale spettro avviene sulla base dei parametri di riferimento citati in precedenza; in particolare, per i seguenti intervalli del periodo T si ha:

$$0 \leq T \leq T_A : \quad S_e(T) = \frac{S_\alpha}{F_A} \quad (3.4)$$

$$T_A \leq T \leq T_B : \quad S_e(T) = \frac{S_\alpha}{T_B - T_A} \left[\eta(T - T_A) + \frac{T_B - T}{F_A} \right] \quad (3.5)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : \quad S_e(T) = \eta \cdot S_\alpha \quad (3.6)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : \quad S_e(T) = \eta \cdot \frac{S_\beta \cdot T_\beta}{T} \quad (3.7)$$

$$T \geq T_D : \quad S_e(T) = \eta \cdot T_D \cdot \frac{S_\beta \cdot T_\beta}{T^2} \quad (3.8)$$

dove:

- S_α è la massima accelerazione spettrale dello spettro di risposta orizzontale elastico di progetto per uno smorzamento del 5% ed è calcolata attraverso la Formula (3.9);
- F_A esprime il rapporto tra S_α e il valore dell'accelerazione spettrale corrispondente al periodo zero, cioè l'accelerazione di picco al suolo (PGA: Peak Ground Acceleration);
- T_A indica il limite del periodo di vibrazione prossimo a zero secondi associabile alla PGA; in assenza di apposite analisi di rischio, il valore suggerito dall'EC8 è di 0,02 s (*Table 5.3, prEN 1998-1-1:Draft October 2021*);
- T_B rappresenta il periodo di vibrazione in corrispondenza dell'inizio del tratto ad accelerazione costante dello spettro ed è determinabile come:

$$- \quad T_B = \frac{T_C}{\chi}, \quad \text{se } 0,05 \text{ s} \leq \frac{T_C}{\chi} \leq 0,10 \text{ s}$$

$$- \quad T_B = 0,05 \text{ s}, \quad \text{se } \frac{T_C}{\chi} < 0,05 \text{ s}$$

$$- \quad T_B = 0,10 \text{ s}, \quad \text{se } \frac{T_C}{\chi} > 0,10 \text{ s}$$

in cui:

- T_C è il periodo di vibrazione in corrispondenza della fine del tratto ad accelerazione costante dello spettro, dato da: $T_C = \frac{S_\beta \cdot T_\beta}{S_\alpha}$;

- χ è un fattore adimensionale al quale, in assenza di specifici studi, viene assegnato un valore pari a 4 (*Table 5.3, prEN 1998-1-1:Draft October 2021*);
- S_β è l'accelerazione spettrale dello spettro di risposta orizzontale elastico di progetto (con smorzamento del 5%) al periodo $T_\beta = 1$ s ed è calcolata attraverso la Formula (3.10);
- T_D rappresenta il periodo di vibrazione identificante l'inizio della risposta spettrale di spostamento costante e, a meno di opportune analisi, può ricavarsi nel seguente modo (*Table 5.3, prEN 1998-1-1:Draft October 2021*):
 - $T_D = 2$ s , se $S_{\beta,RP} \leq 1$ m/s² ;
 - $T_D = 1 + S_{\beta,RP}$ [s] , se $S_{\beta,RP} > 1$ m/s² ;
- η indica il coefficiente correttivo che tiene conto del rapporto di smorzamento assunto nella definizione dello spettro di risposta; il suo valore risulta unitario nel caso di uno smorzamento convenzionale del 5%.

Le accelerazioni spettrali S_α ed S_β tramite cui si costruisce lo spettro di risposta sono, come detto, ottenute a partire dai parametri di riferimento generali, $S_{\alpha,RP}$ ed $S_{\beta,RP}$ rispettivamente; i valori derivanti dalle formule che seguono sono, perciò, da intendersi come i valori di progetto relativi alle particolari condizioni del terreno caratterizzanti il sito di interesse:

$$S_\alpha = F_T \cdot F_\alpha \cdot S_{\alpha,RP} \quad (3.9)$$

$$S_\beta = F_T \cdot F_\beta \cdot S_{\beta,RP} \quad (3.10)$$

dove:

- F_α è il coefficiente di amplificazione di “breve periodo”, correlato alle proprietà dei terreni o alla Categoria del sottosuolo presente in situ;
- F_β è il coefficiente di amplificazione sul “periodo intermedio”, legato anch'esso alla categorizzazione del sito;
- F_T indica il fattore di amplificazione topografica.

L'Eurocodice 8 specifica i valori da assegnare ai suddetti fattori (*Table 5.4, Table 5.5, prEN 1998-1-1:Draft October 2021*) e, in particolare, per F_α ed F_β si prendono in considerazione due possibili opzioni di valutazione della Categoria del sito:

- viene condotto uno specifico studio stratigrafico del suolo, sulla base del quale si hanno a disposizione i dati relativi al profilo di velocità delle onde di taglio e all'eventuale quota del letto roccioso. In quest'ipotesi, il valore dei fattori di amplificazione è ricavabile in funzione della velocità V_s delle onde di taglio;
- non si hanno informazioni sul profilo delle velocità, ma risulta possibile, in modo semplificato, associare al sito una delle Categorie standard da A ad F (*Annex A, prEN 1998-1-1:Draft October 2021*)); in tal caso, F_α ed F_β sono calcolati come illustrato in Tabella 3.2.

I possibili valori di F_T , invece, sono riportati in Tabella 3.3.

TABELLA 3.2 - COEFFICIENTI DI AMPLIFICAZIONE F_α ED F_β PER LE CATEGORIE STANDARD DEL SITO

CATEGORIA DEL SITO	F_α [-]	F_β [-]
A	1,0	1,0
B	$1,3 \cdot (1 - 0,1 \cdot S_{\alpha,RP}/g)$	$1,6 \cdot (1 - 0,2 \cdot S_{\beta,RP}/g)$
C	$1,6 \cdot (1 - 0,2 \cdot S_{\alpha,RP}/g)$	$2,3 \cdot (1 - 0,3 \cdot S_{\beta,RP}/g)$
D	$1,8 \cdot (1 - 0,3 \cdot S_{\alpha,RP}/g)$	$3,2 \cdot (1 - S_{\beta,RP}/g)$
E	$2,2 \cdot (1 - 0,5 \cdot S_{\alpha,RP}/g)$	$3,2 \cdot (1 - S_{\beta,RP}/g)$
F	$1,7 \cdot (1 - 0,3 \cdot S_{\alpha,RP}/g)$	$4,0 \cdot (1 - S_{\beta,RP}/g)$

TABELLA 3.3 - COEFFICIENTE DI AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA F_T

CONDIZIONE TOPOGRAFICA	F_T [-] ^(a)
Superficie del terreno piana oppure pendii e creste isolate con pendenza media minore di 15° o altezze inferiori a 30 m	1,0
Pendii con pendenza media maggiore di 15°	1,2
Crete o rilievi con ampiezza della cima molto più piccola rispetto alla base e pendenza media compresa tra 15° e 30°	1,2
Crete con ampiezza della cima molto più piccola rispetto alla base e pendenza media superiore a 30°	1,4
^(a) Per ognuna delle situazioni esposte, il corrispettivo valore di F_T si dovrebbe precisamente applicare in corrispondenza del punto più elevato del terreno	

Si può notare come il valore dei coefficienti amplificativi sia chiaramente unitario per i casi in cui le condizioni locali coincidono con quelle di riferimento dei parametri sismici.

3.1.3 CONFRONTO CON I PARAMETRI SISMICI DI RIFERIMENTO DELLE NTC 2018

È interessante mettere a confronto la definizione dell'azione sismica dell'Eurocodice 8 202x, con la rappresentazione data, invece, dalle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2018 italiane, dove si riscontra l'allineamento con la versione attualmente in vigore dell'EC8 (2004).

Nelle NTC 2018 la pericolosità sismica sul territorio nazionale viene definita attraverso tre parametri di riferimento:

- a_g , l'accelerazione orizzontale massima o di picco al suolo (PGA) nella condizione di campo libero, superficie piana e terreno rigido (sito di Categoria A);

- F_0 , il valore massimo del fattore amplificativo dello spettro di risposta orizzontale elastico delle accelerazioni, con smorzamento pari al 5%, suolo in Categoria A e probabilità di eccedenza P_{VR} nel tempo di riferimento V_R ;
- T_C^* , il periodo di vibrazione in corrispondenza dell'inizio del tratto a velocità costante dello spettro di risposta orizzontale elastico nelle ipotesi di cui sopra.

I suddetti parametri costituiscono, quindi, le variabili di input necessarie alla successiva costruzione dello spettro di risposta elastico delle accelerazioni $S_e(T)$ di progetto.

Nello specifico, le NTC 2018 fanno riferimento al tempo V_R , in qualità di intervallo temporale entro cui è calcolata la probabilità di eccedenza P_{VR} dell'evento sismico atteso. V_R , praticamente, identifica la vita utile di progetto dell'opera, mentre P_{VR} è associata allo specifico stato limite considerato (l'informazione mancante è quella relativa alle Classi di Conseguenza strutturali).

Quanto espresso, seppure in termini apparentemente differenti, rispecchia esattamente il concetto più sintetico di periodo di ritorno, su cui è formalmente impostato l'EC8; infatti, se $V_R = 50$ anni e lo stato limite analizzato è SLV (equivalente a SD nell'Eurocodice), P_{VR} risulta pari al 10% e, pertanto, il periodo di ritorno corrisponde a 475 anni.

Anche per il parametro F_0 è possibile riscontrare l'equivalenza concettuale con F_A nell'EC8.

Le differenze, invece, sono caratterizzate dal fatto che la forma degli spettri di risposta di progetto è, per l'appunto, basata su formulazioni e parametri diversi, in primis, a_g . A tal proposito, il suo valore di progetto (a_{max}), riferito alle condizioni locali proprie del sito in esame, è calcolato come segue:

$$a_{max} = S \cdot a_g \quad (3.11)$$

dove S rappresenta il coefficiente amplificativo complessivo, dato dal prodotto di S_T ed S_S , ovvero i fattori di amplificazione topografica e stratigrafica, rispettivamente.

I valori di questi ultimi sono dati in Tabella 3.4 e Tabella 3.5.

TABELLA 3.4 - COEFFICIENTE DI AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA S_S PER LA CATEGORIA DEL SUOLO

CATEGORIA DEL SUOLO	S_S [-]
A	1,00
B	$1,00 \leq (1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot a_g / g) \leq 1,20$
C	$1,00 \leq (1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot a_g / g) \leq 1,50$
D	$0,90 \leq (2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot a_g / g) \leq 1,80$
E	$1,00 \leq (2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot a_g / g) \leq 1,60$

Nelle NTC 2018 si sottolinea l'assenza della Categoria F per il sottosuolo, che viene aggiunta come ulteriore classe dal nuovo EC8.

TABELLA 3.5 - COEFFICIENTE DI AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA S_T PER LA CATEGORIA TOPOGRAFICA

CATEGORIA TOPOGRAFICA	Caratteristiche generali della superficie ^(a)	Ubicazione dell'opera	S_T [-]
T1	Superficie pianeggiante oppure pendii e rilievi isolati con inclinazione media inferiore a 15°	–	1,0
T2	Pendii con inclinazione media maggiore di 15°	Sommità o cresta del pendio	1,2
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media compresa tra 15° e 30°		1,2
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione maggiore di 30°		1,4

^(a) Le condizioni topografiche elencate devono considerarsi per altezze dei rilievi superiori a 30 m

Alla luce di quanto finora esposto, si riporta, infine, uno schema riepilogativo della procedura che verrà seguita nella definizione dell'azione sismica di progetto in applicazione dell'EN 1998 (202x).

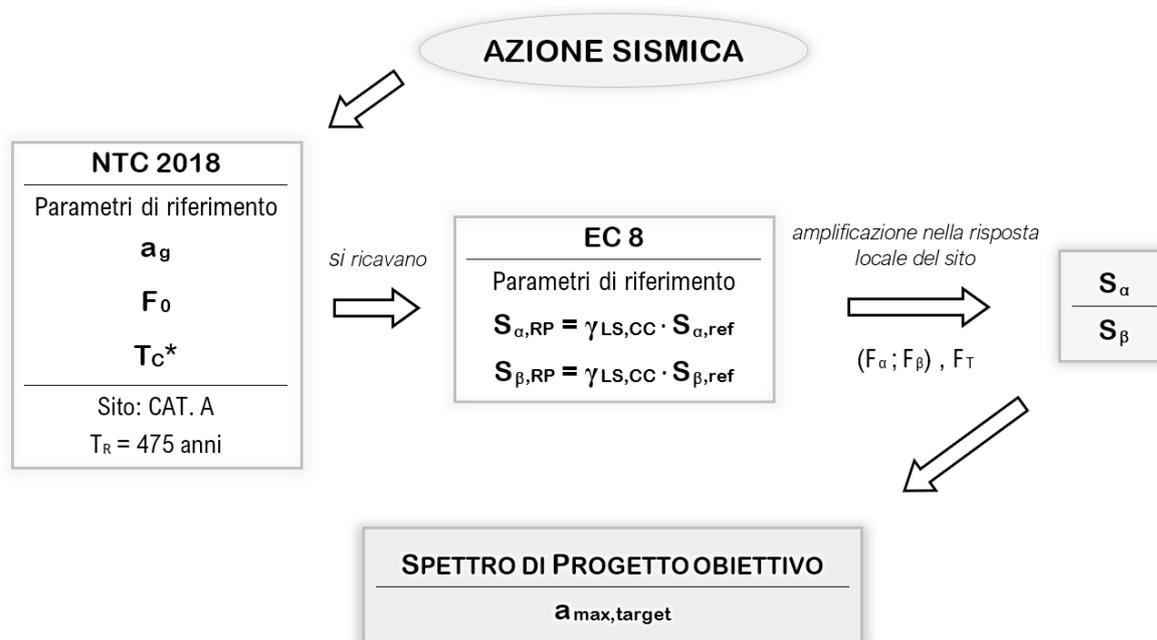


FIGURA 3.1 - RAPPRESENTAZIONE SCHEMATICA DEI PASSAGGI NECESSARI ALLA DETERMINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA LOCALE NELLA PROGETTAZIONE CON L'EC8 202X

La Figura 3.1 evidenzia come i parametri sismici nazionali, ai quali occorre previamente riferirsi, debbano essere presi nelle medesime condizioni standard poste dall'Eurocodice.

Così facendo è possibile, quindi, estrapolare i valori di $S_{\alpha,ref}$ ed $S_{\beta,ref}$; in particolare, una volta ottenuto $S_{\alpha,ref}$ (moltiplicando, di fatto, a_g per F_0), sono definibili in cascata i restanti parametri fondamentali per il calcolo delle azioni/accelerazioni di progetto.

3.2 MODELLAZIONE E ANALISI SISMICA DELLE STRUTTURE

Al fine di assicurare l'affidabilità e i requisiti prestazionali, le strutture devono essere progettate in maniera tale che gli stati limite prefissati non siano superati durante l'azione del sisma.

Secondo quanto prescritto dall'EC8, le verifiche di resistenza nei confronti degli effetti associati all'azione sismica di progetto possono, in genere, condursi tramite due distinti approcci:

- “Force-based approach”;
- “Displacement-based approach”.

La modellazione strutturale in condizioni sismiche, invece, dovrebbe opportunamente riflettere:

- la distribuzione di masse e rigidezze sull'opera, per poter tenere adeguatamente conto delle forme significative di deformazione;
- lo smorzamento presente, se considerato nelle analisi.

Nella situazione di progetto sismica la massa della struttura deve essere associata alla presenza dei carichi gravitazionali e/o variabili, in modo equivalente a come gli stessi appaiono durante un evento sismico (azione eccezionale); nel particolare, la combinazione da utilizzare è la seguente:

$$\Sigma_i G_{k,i} (+) \Sigma_j \psi_{E,j} \cdot Q_{k,j} \quad (3.12)$$

dove:

- (+) significa “si combina con”;
- $\psi_{E,j}$ identifica il “coefficiente di combinazione” con cui si tiene conto dell'improbabilità, nel corso di un terremoto, sia dell'azione simultanea di tutti i carichi variabili sia dell'azione con la massima entità dei medesimi. $\psi_{E,j}$ assume, nello specifico, i possibili valori di $\psi_{2,j}$, cioè il fattore di combinazione quasi-permanente precedentemente descritto in § 2.2.3.1.

La norma dispone anche che le opere abbiano, in generale, sufficiente capacità di deformazione plastica, dunque, possibilità di dissipazione dell'energia, allo scopo di prevenire meccanismi di cedimento o rottura fragili. A questo proposito, la progettazione deve rispettare il requisito di robustezza strutturale, mettendo in pratica il concetto di “gerarchia delle resistenze” per i vari elementi dell'opera.

Vengono distinte, pertanto, tre “classi di duttilità” (DC: “Ductility Class”) in funzione del crescente livello dissipativo e di eventuale sovra-resistenza strutturale (da DC1 a DC3). Sulla base delle suddette classi la rappresentazione dell'azione sismica può avvenire per mezzo di “spettri di risposta ridotti”, che (senza scendere negli ulteriori dettagli di aspetti non prettamente attinenti al lavoro) possono derivarsi introducendo il cosiddetto “fattore di comportamento” (q) all'interno delle formulazioni per il calcolo degli spettri elastici.

3.2.1 “FORCE-BASED APPROACH”

L'approccio basato sulle forze prevede, in generale, un'analisi lineare delle strutture, in cui la capacità deformativa (e dissipativa) e la risposta non lineare sono considerate, in modo semplificato, tramite il fattore di comportamento (spettro di risposta ridotto).

Tale approccio può utilizzarsi per la verifica di tutti gli stati limite sismici, ad eccezione di NC; sono propriamente due i metodi che lo implementano.

➤ **“Metodo delle forze laterali” (Analisi statica lineare)**

Consiste nell'applicazione di un sistema di forze statiche equivalenti a quelle inerziali indotte dall'azione sismica sull'opera, in aggiunta ai carichi gravitazionali. Le forze sono proporzionali a una distribuzione lineare degli spostamenti.

Quest'analisi è percorribile a condizione che la risposta strutturale sia prevalentemente influenzata dal contributo del modo di vibrazione fondamentale (primo).

➤ **“Metodo dello spettro di risposta” (Analisi dinamica modale lineare)**

Si può usare in ogni caso e deve applicarsi alle strutture per le quali l'analisi con il metodo delle forze laterali non risulta sufficientemente esaustiva; è necessario, in questo senso, considerare le risposte strutturali relative al contributo di tutti i modi di vibrare significativi.

In particolare, il numero di modi da esaminare deve essere tale da avere:

- la somma delle rispettive masse modali pari ad almeno il 90% di quella totale, con l'ultimo modo ottenuto per un periodo di vibrazione maggiore di T_A (vedi § 3.1.2.1); oppure
- l'ultimo modo considerato in corrispondenza di un periodo di vibrazione non superiore a T_B ; in tal caso, tutti i modi rimanenti sono rappresentati da un unico modo residuo.

Gli spostamenti massimi indotti dall'azione sismica sull'opera per i differenti i modi di vibrare possono essere calcolati a partire dai rispettivi valori di accelerazione spettrali.

In generale, gli effetti (forze o spostamenti) complessivi prodotti dall'azione sismica di progetto sono valutati attraverso combinazioni quadratiche degli effetti E_{Ei} derivanti da ciascuno dei modi considerati, tenendo conto dell'eventuale interdipendenza delle risposte modali successive. La determinazione dell'effetto delle azioni nell'*i*-esimo modo di vibrare deve, altresì, considerare tutte le possibili combinazioni risultanti dall'applicazione del moto sismico nelle diverse direzioni e in ciascun verso delle componenti ($\pm E_{Ex} \pm 0,3 \cdot E_{Ey} \pm 0,3 \cdot E_{Ez}$, permutando ciclicamente i moltiplicatori).

3.2.2 “DISPLACEMENT-BASED APPROACH”

L'approccio basato sugli spostamenti tiene esplicitamente conto dell'effettiva risposta non lineare delle opere e, perciò, è contraddistinto dall'impiego di analisi non lineari.

Può, generalmente, usarsi sia nella progettazione e verifica delle nuove strutture che nella verifica delle performance strutturali sismiche di costruzioni esistenti.

➤ **Analisi statica non lineare**

Consiste nel condurre un'analisi "push-over" sulla struttura applicando, in aggiunta ai carichi gravitazionali, un sistema di forze orizzontali progressivamente crescenti sino al raggiungimento delle condizioni ultime. Per ogni direzione del moto sismico, è prevista l'applicazione di almeno una distribuzione di forze laterali sull'opera, la cui forma rispecchi proporzionalmente la risposta deformativa del modo di vibrare caratterizzato dalla massa modale maggiore.

La conseguente definizione del legame forza-spostamento generalizzato ("curva di capacità") permette di associare la relativa risposta non lineare della struttura in esame a un modello costitutivo elastico idealmente plastico di un sistema equivalente a un grado di libertà (SDOF: "Single Degree Of Freedom") e di valutarne così, in modo semplificato, gli effetti dell'azione sismica mediante l'utilizzo degli spettri di risposta elastici. Lo spostamento alla fine ottenuto viene ricondotto, sulla base del periodo proprio di vibrazione dell'oscillatore semplice SDOF, alla reale risposta strutturale.

➤ **"Analisi della storia di risposta" (Analisi dinamica non lineare)**

Prevede la valutazione delle risposte temporali del sistema direttamente attraverso l'integrazione numerica dell'equazione non lineare del moto, considerando un modello, in generale, tridimensionale.

Il moto di input sismico dovrebbe essere rappresentato da un minimo di sette diverse storie temporali di accelerazione. Gli effetti complessivi delle azioni risultanti da ciascuna analisi sono calcolati come media dei valori di picco delle risposte.

È consentito l'utilizzo di tre accelerogrammi soltanto nel caso di livelli di sismicità bassi o molto bassi, facendo riferimento ai valori più sfavorevoli conseguenti.

CAPITOLO 4

L'APPLICAZIONE DEGLI EUROCODICI AI MURI DI SOSTEGNO

Le opere di sostegno sono strutture progettate e costruite allo scopo di contrastare i movimenti delle terre. In linea di principio, tali opere possono essere distinte in base ai materiali impiegati per realizzarle, alle caratteristiche del terreno sostenuto o al contesto ambientale in cui risultano collocarsi; ma fondamentalmente, dal punto di vista meccanico, sono classificabili in due macrocategorie: rigide e flessibili. Le une si differenziano dalle altre per via dei meccanismi di interazione con il suolo e di trasmissione delle spinte. Nelle prime la resistenza si esplica attraverso il trasferimento degli sforzi alla fondazione, nel secondo caso è garantita dalla parziale infissione dell'opera all'interno del terreno e dal bilanciamento delle spinte che ne risulta, in virtù della mobilitazione di resistenza passiva.

Nel particolare, fanno parte delle strutture rigide tutti i muri di contenimento realizzati per sostenere volumi di terreno potenzialmente instabili, sia in pendii naturali o artificiali sia a seguito di operazioni di sbancamento o di scavo che alterano la pendenza di naturale equilibrio delle terre. Le principali tipologie, illustrate in Figura 4.1, sono:

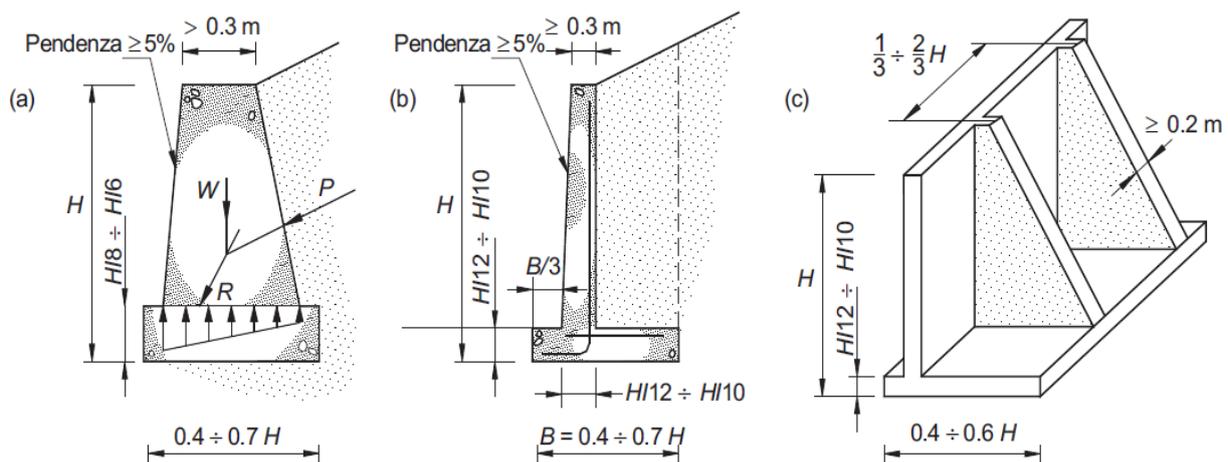


FIGURA 4.1 - GEOMETRIE TIPICHE DEI MURI DI SOSTEGNO

- i muri a gravità [Figura 4.1(a)]: realizzati in pietrame o in calcestruzzo non armato, si distinguono per essere opere massive, la cui stabilità nei confronti delle spinte sub-orizzontali esercitate dal terreno è assicurata esclusivamente dal peso proprio strutturale. Sono progettati in maniera tale che la risultante delle azioni agenti sia sempre circoscritta nel nocciolo di inerzia della fondazione;

- i muri a mensola [Figura 4.1(b)]: sono strutture aventi funzionamento pressoché analogo ai muri a gravità, se non per la differenza di essere armate, quindi maggiormente snelle, per poter resistere anche a sforzi di trazione. Data la geometria costruttiva sono in grado di sfruttare il contributo resistente offerto dal peso del terreno insistente sulla mensola di fondazione;
- i muri a contrafforti [Figura 4.1(c)]: differiscono dalle opere a mensola solamente per la presenza di setti aggiuntivi irrigidenti le pareti verticali.

Si può infine citare, per completezza, la tipologia dei muri a semi-gravità, i quali possiedono caratteristiche sostanzialmente intermedie tra quelli a gravità e a mensola (sono armati, ma la fondazione non presenta la mensola).

4.1 SITUAZIONE DI PROGETTO FONDAMENTALE E VERIFICA STATICA

Le strutture di sostegno rigide devono essere progettate al fine di assicurare un adeguato margine di sicurezza, in primo luogo, nei riguardi di tutti gli stati limite ultimi individuabili entro la situazione di progetto fondamentale (persistente/transitoria). Coerentemente con le disposizioni generali espresse dall'EN 1990 e dall'EN 1997-1, le procedure di verifica devono così attenersi al soddisfacimento della disuguaglianza data in Formula (2.1).

La stabilità dei muri di contenimento è configurabile dal corretto trasferimento della forza risultante alla base, di modo che gli sforzi possano essere trasmessi efficacemente al terreno al disotto della fondazione. Nel particolare, pertanto, assumendo che allo stato limite ultimo il comportamento delle suddette opere sia riconducibile a quello di un corpo rigido e che sia preventivamente assicurato l'equilibrio globale per il complesso muro-terreno, le verifiche devono scongiurare:

- la rottura per raggiungimento della capacità portante del sistema suolo-fondazione;
- lo scorrimento lungo il piano di posa;
- il collasso per ribaltamento attorno al piede dell'opera.

Per ciascuna delle condizioni su elencate, la Formula (2.1) si particolarizza sulla base delle forze agenti e delle resistenze coinvolte nel rispettivo meccanismo di collasso; dunque, come esposto nel § 2.2.3, la combinazione delle azioni dà luogo al valore dell'effetto di progetto (vedi Formula (2.6)) da confrontare con la relativa resistenza, in genere, dipendente sia dalle proprietà dei materiali che dalle stesse azioni.

L'EC7, nella Parte 3, stabilisce che, per i muri di sostegno a gravità, le verifiche di SLU con i coefficienti parziali debbano essere effettuate in esatta analogia con le prescrizioni inerenti alla stabilità delle fondazioni superficiali o dirette.

4.1.1 VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE

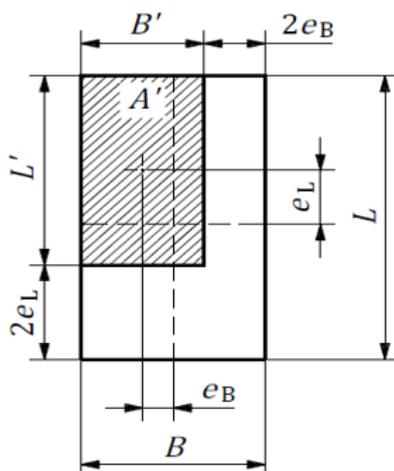
La resistenza portante al raggiungimento della condizione di carico limite per il sistema di fondazione può essere determinata in relazione a due differenti circostanze di comportamento del terreno: configurazione drenata e non drenata. Entrambe sono subordinate alla capacità di un suolo di lasciarsi attraversare dall'acqua, ovvero alla sua conducibilità idraulica.

Considerando il terreno un mezzo plastico ideale, in condizioni drenate le analisi sono condotte in termini di tensioni efficaci e i meccanismi di resistenza fanno riferimento al criterio di rottura attritivo di Mohr-Coulomb; quindi, la capacità portante (R_N) risulta dalla seguente espressione (*Formula 5.7, prEN 1997-3:Draft April 2021*):

$$R_N = A' (c' N_c b_c d_c g_c i_c s_c + q' N_q b_q d_q g_q i_q s_q + 0,5 \gamma_s' B' N_\gamma b_\gamma d_\gamma g_\gamma i_\gamma s_\gamma) \quad (4.1)$$

dove, in generale:

- A' è l'area di impronta effettiva o ridotta della fondazione nel caso di carico eccentrico (vedi Figura 4.2);
- B' è la larghezza effettiva della fondazione ($B' = B - 2e_B$);
- c' rappresenta la coesione efficace del terreno;
- q' indica il sovraccarico equivalente al peso del terreno a lato della fondazione e al livello del piano di posa, espresso in qualità di pressione efficace;
- γ_s' è il peso dell'unità di volume alleggerito del suolo su cui poggia la fondazione;
- N_c, N_q, N_γ sono i "coefficienti di capacità portante" per i rispettivi contributi resistenti;
- b_j, d_j, g_j, i_j, s_j ($j = c, q, \gamma$) rappresentano dei fattori correttivi adimensionali che tengono conto di inclinazione, approfondimento, geometria della fondazione e inclinazione della superficie di posa e del carico; si specificherà come determinarli negli esempi applicativi.



*B, L: dimensioni in pianta della base di fondazione
e_B, e_L: eccentricità nelle rispettive direzioni in presenza
di uno sforzo normale risultante non centrato*

FIGURA 4.2 - ESEMPIO DI FONDAZIONE RETTANGOLARE VISTA IN PIANTA CON CARICO ECCENTRICO

Se le condizioni sono non drenate il carico limite deve valutarsi mediante l'analisi in tensioni totali e la resistenza portante (R_{Nu}) si ricava come (Formula 5.3, prEN 1997-3:Draft April 2021):

$$R_{Nu} = A' (c_u N_{cu} b_{cu} d_{cu} g_{cu} i_{cu} s_{cu} + q) \quad (4.2)$$

in cui i termini hanno significato analogo alla precedente formulazione, ma risultano espressi in riferimento alla situazione non drenata, la quale si riconduce a un criterio di rottura puramente coesivo; c_u , pertanto, indica la resistenza al taglio non drenata del terreno sottostante alla fondazione.

In definitiva, la verifica di capacità portante (Formula 5.11, prEN 1997-3:Draft April 2021) prevede che:

$$N_d \leq R_{Nd} \quad (4.3)$$

dove:

- N_d è il valore di progetto della componente normale della forza risultante in fondazione;
- R_{Nd} rappresenta il valore di progetto della resistenza portante (riferirsi a Tabella 4.1).

L'EC7 specifica che la suddetta verifica deve effettuarsi considerando separatamente due circostanze nel calcolo della risultante delle azioni normali alla base: nella prima, queste forze devono ipotizzarsi favorevoli, nella seconda, al contrario, la combinazione delle azioni verticali deve avere effetto sfavorevole. La verifica risulta essere soddisfatta per la situazione peggiore.

4.1.2 VERIFICA DI SCORRIMENTO

Lo stato limite ultimo per scorrimento sul piano di posa della fondazione può essere provocato dalle spinte sub-orizzontali a cui l'opera è soggetta durante l'esercizio. La resistenza del sistema è garantita, di fatto, dalla somma di tutti i contributi che si oppongono al movimento del muro; nello specifico: la resistenza allo scorrimento ($R_{T,base}$) lungo l'interfaccia di contatto tra terreno e base della fondazione ed, eventualmente, la resistenza passiva ($R_{T,face}$) esercitata dalla porzione di terra sul lato a valle della fondazione.

Pertanto, nell'ipotesi di analisi (drenate) in tensioni efficaci, si ha che:

$$R_{T,base} = (N - U) \tan \delta_B \quad (4.4)$$

in cui:

- N indica lo sforzo normale totale risultante in fondazione;
- U è la risultante della sottospinta idraulica (forza di sollevamento) alla base del muro;
- δ_B rappresenta l'angolo di attrito mobilitato all'interfaccia suolo-fondazione.

La valutazione di $R_{T,face}$, invece, deve avvenire sulla base della concreta capacità di resistenza passiva offerta dal terreno lato-valle. L'effettiva mobilitazione di tale contributo, infatti, è legata a una condizione di significativi spostamenti dell'opera; inoltre, la quota di approfondimento della fondazione, spesso esigua, coinvolge volumi di terreno superficiali, dove sono frequenti fenomeni erosivi o di alterazione e rimaneggiamento; perciò, non è detto che quella resistenza possa sempre risultare garantita.

Nella verifica di scorrimento prescritta dall'EN 1997-3 (*Formula 5.13, prEN 1997-3:Draft April 2021*) deve essere soddisfatta la seguente disequazione:

$$T_d \leq (R_{Td,base} + R_{Td,face}) \quad (4.5)$$

dove:

- T_d indica il valore di progetto della componente risultante alla base agente parallelamente alla direzione di scorrimento;
- $R_{Td,base}$ ed $R_{Td,face}$ sono i rispettivi valori di progetto delle resistenze sopra descritte.

I coefficienti parziali per il calcolo dei suddetti valori vengono forniti in Tabella 4.1.

4.1.3 VERIFICA DI RIBALTAMENTO

Il ribaltamento di un muro di sostegno è un meccanismo di collasso puramente strutturale, che non risulta direttamente associato alla resistenza del terreno. Lo stato limite ultimo si configura nell'incipiente rotazione rigida della struttura intorno a un centro di istantanea rotazione, tipicamente individuabile sul piede esterno della fondazione.

Trattandosi di un problema di equilibrio statico alla rotazione, deve sussistere un momento (M_{stb}) generato dalle forze stabilizzanti maggiore del momento (M_{dst}) che induce il ribaltamento dell'opera; dunque, la disuguaglianza della Formula (2.1), con i relativi valori di progetto, si riscrive come:

$$M_{dst,d} \leq M_{stb,d} \quad (4.6)$$

Vale la pena sottolineare, tuttavia, che tale meccanismo difficilmente può essere condizionante nella stabilità di un'opera di contenimento fondata su terra; il carattere della verifica è per lo più convenzionale. La ragione sta nel fatto che l'ipotetica configurazione delle condizioni di ribaltamento implicherebbe valori delle azioni risultanti in fondazione e dell'eccentricità, alti al punto tale da indurre, tipicamente, un preventivo superamento del limite di capacità portante del terreno. Ne consegue che, qualora la verifica di resistenza portante sia soddisfatta, la stabilità nei confronti del ribaltamento risulterà altresì verificata.

4.1.4 COEFFICIENTI DI SICUREZZA PARZIALI

L'EN 1997-3, relativamente ai muri di sostegno, fornisce le combinazioni dei fattori parziali per il calcolo dei valori di progetto di azioni, effetti e resistenze. Alla luce delle prescrizioni già espresse nel § 2.2.3, si riportano in Tabella 4.1 le alternative proposte dalla norma (*Table 5.2 (NDP), prEN 1997-3:Draft April 2021*) all'interno degli approcci, MFA ed RFA, adottabili per le verifiche.

TABELLA 4.1 - FATTORI PARZIALI PER LE VERIFICHE DI RESISTENZA DELLE OPERE DI SOSTEGNO RIGIDE NELLA SITUAZIONE DI PROGETTO FONDAMENTALE (PERSISTENTE/TRANSITORIA)

FATTORI PARZIALI APPLICATI A		Simbolo	MATERIAL FACTOR APPROACH (MFA): o entrambe le combinazioni (a) e (b) oppure la singola combinazione (c)			RESISTANCE FACTOR APPROACH (RFA): o la combinazione (d) oppure la combinazione (e)	
			(a)	(b)	(c)	(d)	(e)
Azioni Effetti di azioni		γ^F γ^E	DC1	DC3	DC1	DC1	DC4
Proprietà del Terreno		γ_M	M1	M2	M2	Non fattorizzate	
Resistenza del Terreno	CAPACITÀ PORTANTE	γ_{RN}	Non fattorizzata			1,4	
	SCORRIMENTO	γ_{RT}	Non fattorizzata			1,1	/

La tabella indica, per ciascuna combinazione, quale “Design Case” utilizzare nell'applicazione dei coefficienti di sicurezza alle azioni; ogni DC, come detto, definisce i valori dei fattori parziali per tipologia di azione e di effetto risultante (Tabella 2.6). Allo stesso modo, viene specificato il set di coefficienti relativo alle proprietà dei materiali da impiegare nell'approccio MFA (Tabella 2.7) e il valore dei coefficienti parziali per le combinazioni dell'RFA, quando si sceglie, invece, la fattorizzazione esplicita della resistenza geotecnica.

Si osserva, in riferimento alle verifiche dei muri, che il ribaltamento non è menzionato tra i meccanismi di resistenza della Tabella 4.1, trattandosi, come ribadito, di una rottura di per sé non correlata alla capacità resistente del terreno.

Si può notare, inoltre, l'assenza del fattore parziale della combinazione (e) nei riguardi dello scorrimento. La norma suggerisce, di fatto, l'uso della combinazione (d) in tutti i casi in cui si adotta il “Resistance Factor Approach”; in alternativa, è permesso l'utilizzo della combinazione (e) per la sola verifica di capacità portante.

A integrazione della Tabella 4.1, nel grafico di seguito proposto, sono riepilogate le modalità di combinazione dei coefficienti parziali stabilite dall'Eurocodice 7 nelle verifiche di sicurezza fin qui analizzate. Per ognuna delle combinazioni consentite viene illustrata la procedura operativa che occorre seguire nella verifica.

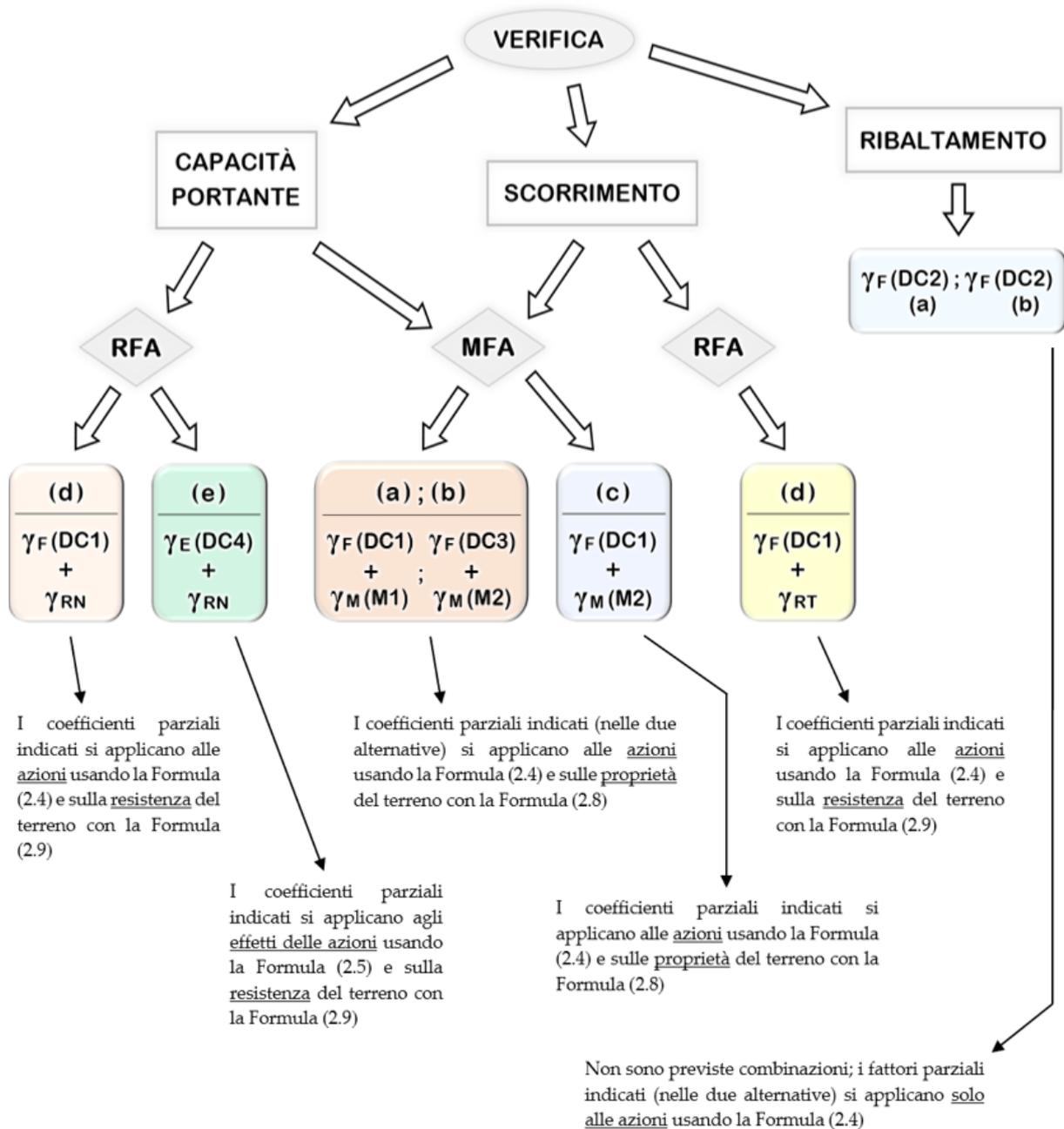


FIGURA 4.3 - COMBINAZIONI POSSIBILI DEI FATTORI PARZIALI NELLE VERIFICHE DI SLU DELLA SITUAZIONE DI PROGETTO PERSISTENTE/TRANSITORIA DELLE OPERE DI SOSTEGNO RIGIDE

4.2 LE VERIFICHE IN CONDIZIONI SISMICHE

I muri di sostegno, come tutte le strutture civili e geotecniche, devono rispettare i requisiti prestazionali pertinenti agli stati limite definiti all'interno della situazione di progetto sismica. Sulla base delle prescrizioni fornite dall'EN 1998-1-1, la "misura" dell'azione sismica locale viene associata, anzitutto, alla classe di conseguenza dell'opera (CC) e allo stato limite (LS) esaminato; entrambi, difatti, fissano il periodo di ritorno rappresentativo dell'evento a cui è necessario riferire le analisi sismiche.

Le tabelle seguenti (*Table 4.3 (NDP)*, *Table 4.4 (NDP)*, *prEN 1998-5:Draft October 2021*) riassumono, nell'ambito specifico delle strutture geotecniche, i possibili valori dei periodi di ritorno $T_{LS,CC}$ e dei "coefficienti di prestazione" $\gamma_{LS,CC}$ definiti nelle Formule (3.2) e (3.3).

TABELLA 4.2 - PERIODO DI RITORNO [ANNI] IN FUNZIONE DI STATO LIMITE E CLASSE DI CONSEGUENZA DELLE STRUTTURE GEOTECNICHE

<i>Stato Limite (LS)</i>	<i>Classe di Conseguenza (CC)</i>		
	CC1	CC2	CC3
NC	800	1600	2500
SD	250	475	800
DL	50	60	60

TABELLA 4.3 - COEFFICIENTI DI PRESTAZIONE IN FUNZIONE DI STATO LIMITE E CLASSE DI CONSEGUENZA DELLE STRUTTURE GEOTECNICHE

<i>Stato Limite (LS)</i>	<i>Classe di Conseguenza (CC)</i>		
	CC1	CC2	CC3
NC	1,2	1,5	1,8
SD	0,8	1,0	1,2
DL	0,4	0,5	0,5

Si nota immediatamente che il valore del periodo di ritorno in corrispondenza di $T_{SD,2}$ coincide esattamente con il periodo $T_{ref} = 475$ anni nelle condizioni di riferimento dell'EC8; per l'analogo motivo, il relativo coefficiente di prestazione $\gamma_{SD,2}$ assume valore unitario.

La valutazione degli effetti dell'azione sismica sulle opere geotecniche può effettuarsi mediante approcci basati sulle forze o attraverso approcci basati sullo spostamento. In ogni caso, le verifiche sismiche devono soddisfare la seguente relazione generale (*Formula 4.1, prEN 1998-5:Draft October 2021*):

$$E_{Fd} \leq R_d \quad (4.7)$$

dove:

- E_{Fd} è l'effetto di progetto delle azioni (generalizzato) derivante dalle analisi sismiche in termini di forze oppure di spostamento;
- R_d rappresenta la resistenza di progetto espressa, equivalentemente, in qualità di forza generalizzata o come capacità di spostamento.

In condizioni sismiche i coefficienti di sicurezza parziali sulle azioni sono generalmente unitari, come pure sulla resistenza. Per quanto concerne le proprietà del terreno, l'unico fattore parziale con valore diverso da 1,0 risulta essere $\gamma_{tcy,u} = 1,25$ (applicato alla resistenza al taglio ciclica non drenata). Dal punto di vista normativo, quando si conducono le verifiche di resistenza sismiche dei sistemi geotecnici con l'approccio "force-based", l'applicazione dei suddetti coefficienti dovrebbe seguire, comunque, le linee guida relative alle combinazioni riportate in Tabella 4.1⁽¹⁾. Nel "displacement-based approach" dovrebbe utilizzarsi, invece, l'approccio MFA.

4.2.1 RAPPRESENTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI PROGETTO

Per le strutture geotecniche l'azione sismica può essere rappresentata, più semplicemente, dall'accelerazione orizzontale convenzionale (a_H) del terreno (*Formula 5.1, prEN 1998-5:Draft October 2021*), ricavabile come:

$$a_H = \frac{\beta_H S_\alpha}{\chi_H F_A} \quad (4.8)$$

in cui:

- S_α ed F_A sono, rispettivamente, la massima accelerazione dello spettro di progetto e il fattore di amplificazione spettrale, già definiti al § 3.1.2.1; il rapporto dei due termini rappresenta la massima accelerazione orizzontale di progetto del terreno (a_{max});
- β_H è un coefficiente correttivo ($0 < \beta_H \leq 1$) che tiene conto della variabilità spaziale nei parametri di moto dell'onda sismica lungo la profondità della porzione di terreno adiacente alla struttura (si fornirà nel seguito un metodo semplificato per calcolarlo);
- χ_H è un coefficiente dipendente dallo spostamento permanente ammissibile per l'opera (si può, cioè, associare a un concetto di duttilità globale del sistema), laddove effettivamente consentito e in relazione allo stato limite analizzato (vedi Tabella 4.4).

⁽¹⁾ Dal punto di vista del calcolo, appare evidente che avere coefficienti unitari non comporta alcuna differenziazione tra combinazioni e design cases; tuttavia, è opportuno ribadire che l'utilizzo degli Eurocodici è concomitante alla consultazione degli Annessi Nazionali e, pertanto, i valori dei fattori parziali sopracitati possono specificamente variare sulla base delle scelte nazionali. Negli eventuali casi in cui siano fissati dei valori differenti da quelli unitari, l'applicazione dei coefficienti di sicurezza nelle verifiche dovrebbe, in tal senso, rispettare le combinazioni indicate dall'EN 1997-3 in merito agli approcci MFA ed RFA.

La definizione data in Formula (4.8) si applica, evidentemente, alle analisi sismiche basate su forze (analisi pseudo-statiche lineari). Per le opere di sostegno e, in particolare, per i muri a gravità, è possibile semplificare ulteriormente l'espressione dell'accelerazione sismica, basando le verifiche di stabilità sul coefficiente adimensionale derivante dalla normalizzazione di a_H rispetto all'accelerazione di gravità g .

$$\alpha_H = \frac{a_H}{g} \quad (4.9)$$

Gli effetti della componente verticale dell'azione sismica, invece, sono normalmente trascurabili.

Nelle analisi dinamiche non lineari basate sulla determinazione degli spostamenti, in accordo a § 3.2.2, l'azione sismica viene caratterizzata attraverso registrazioni temporali dell'accelerazione al suolo compatibili con le condizioni locali del sito.

4.2.2 VALUTAZIONE DELLE PERFORMANCE SISMICHE

I muri a gravità e i muri a mensola di nuova costruzione devono essere progettati di modo che nella situazione sismica siano garantiti, perlomeno, i requisiti prestazionali attinenti allo stato limite di “danno significativo” (SD).

➤ “Force-based approach”

Per l'analisi delle opere di sostegno rigide si può ricorrere a un “metodo pseudo-statico”, nel quale gli effetti inerziali sismici sulle masse sono calcolati moltiplicando le azioni gravitazionali per il coefficiente orizzontale sismico α_H della Formula (4.9).

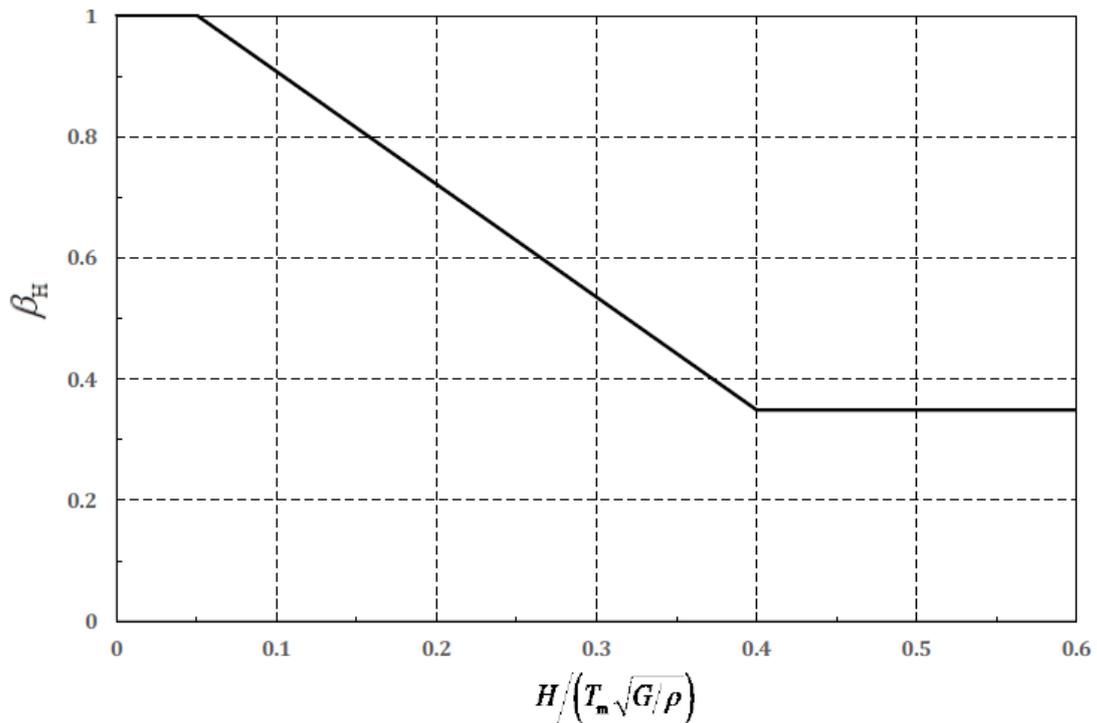
Nell'ipotesi di strutture in grado di sostenere spostamenti sismici permanenti, il coefficiente di duttilità χ_H assume i seguenti valori (*Table 10.1, prEN 1998-5:Draft October 2021*):

TABELLA 4.4 - VALORI DI χ_H PER I MURI DI SOSTEGNO RIGIDI

	<i>Range di spostamento ammesso [mm]</i>		
	<i>30 - 100</i>	<i>100 - 150</i>	<i>150 - 200</i>
χ_H [-]	1,5	2,0	2,5

Il coefficiente β_H , invece, è ricavabile in funzione della lunghezza d'onda sismica predominante all'interno del volume di terreno a contatto con l'opera; le informazioni relative alla propagazione delle onde sismiche, pertanto, dovrebbero essere ottenute per mezzo di un'apposita analisi di risposta al suolo.

In mancanza di tale studio, β_H può essere comunque stimato in via semplificata, usando il diagramma di Figura 4.4 (*Figure A.1, prEN 1998-5:Draft October 2021*).

FIGURA 4.4 - VALUTAZIONE SEMPLIFICATA DI β_H

Il rapporto adimensionale che compare in ascissa vede:

- H , l'altezza del muro (quota del terreno a diretto contatto);
- ρ , la densità del suolo;
- G , il modulo di taglio del terreno ridotto in funzione del livello di sismicità e della velocità delle onde di taglio lungo H ;
- $T_m = T_B + T_C$, il periodo rappresentativo della risposta locale in frequenza del sito.

Le verifiche di stabilità in campo sismico devono assumere carattere prestazionale, in virtù del confronto tra “domanda sismica” e “capacità sismica” di una struttura di sostegno. Nelle singole analisi il conseguimento delle performance sismiche dovrebbe, pertanto, essere verificato nei seguenti termini:

$$\alpha_H \leq \alpha_C \quad (4.10)$$

dove con α_C si indica il coefficiente orizzontale sismico critico.

Nello specifico, α_C è il valore del coefficiente orizzontale sismico che configura l'incipiente collasso dell'opera in esame, ossia il minimo valore di α_H in corrispondenza del quale si verifica la rottura; in questo senso, α_C diviene il parametro rappresentativo del limite di resistenza strutturale (capacità sismica), mentre α_H assume la valenza del livello di prestazione richiesto all'opera dall'azione sismica di progetto (domanda sismica).

➤ **“Displacement-based approach”**

Nei metodi non lineari basati sullo spostamento il concetto di prestazione può essere colto in maniera ancor più evidente; in questo caso, la domanda sismica è rappresentata dalla misura dello spostamento permanente indotto dall'azione del terremoto sul sistema terreno-struttura. Di conseguenza, il massimo spostamento sostenibile identifica la capacità sismica dell'opera.

Appare allora chiaro che, nello stato limite esaminato, la domanda non deve eccedere la relativa capacità e, in altri termini, gli effetti di spostamenti sismici permanenti non devono produrre sulla struttura livelli di danneggiamento superiori a quello ammissibile.

La domanda sismica si calcola dai risultati delle analisi dinamiche con le storie temporali di accelerazione, di cui si è discusso in precedenza. Nel “displacement-based approach” l'accelerazione sismica corrispondente alla condizione limite di resistenza strutturale dovrà considerare unitario il valore del coefficiente χ_H .

CAPITOLO 5

CASO DI STUDIO 1: ANALISI DI UN MURO A GRAVITÀ

Il primo caso applicativo è inerente alla progettazione e verifica del muro a gravità di seguito illustrato. L'esempio in questione viene ripreso da un precedente studio commissionato dal Task Group B2/Group C del CEN/TC 250.

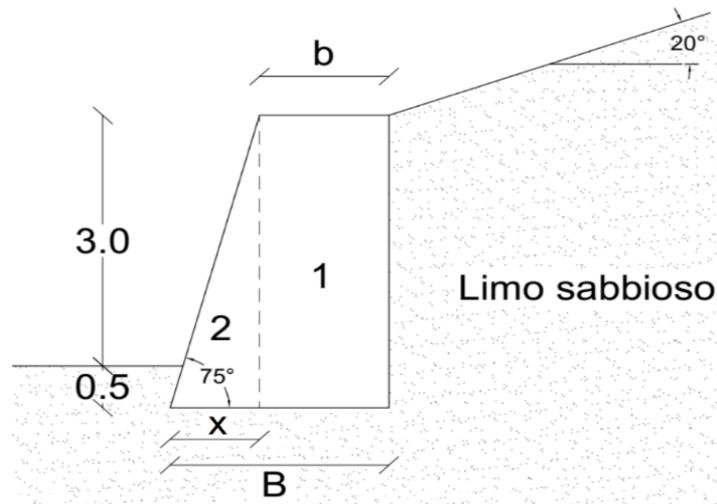


FIGURA 5.1 - MURO A GRAVITÀ: CONFIGURAZIONE PROGETTUALE 1

La Figura 5.1 fa riferimento, in particolare, alla prima delle due configurazioni di progetto che questo Capitolo intende analizzare. Lo studio della suddetta struttura, infatti, comprenderà anche un'ulteriore situazione in presenza della falda nel terreno (vedi Figura 5.2).

Si riportano nella tabella seguente le informazioni note relativamente alla geometria del problema e alle proprietà dei materiali e del suolo.

TABELLA 5.1 - VALORI CARATTERISTICI E/O RAPPRESENTATIVI DELLE PROPRIETÀ DEI MATERIALI E VALORI NOMINALI DEI PARAMETRI GEOMETRICI DEL MURO A GRAVITÀ

Materiali	Proprietà	Simbolo / Unità di misura	Valore
CALCESTRUZZO	Peso dell'unità di volume	γ_c [KN/m ³]	24
LIMO SABBIOSO	Peso dell'unità di volume	γ_s [KN/m ³]	17
	Angolo di attrito	φ'_k [°]	30
Geometria	Altezza del muro	H [m]	3,5
	Approfondimento della fondazione	D [m]	0,5
	Inclinazione del paramento lato valle	α [°]	75
	Inclinazione del pendio	β_{sl} [°]	20

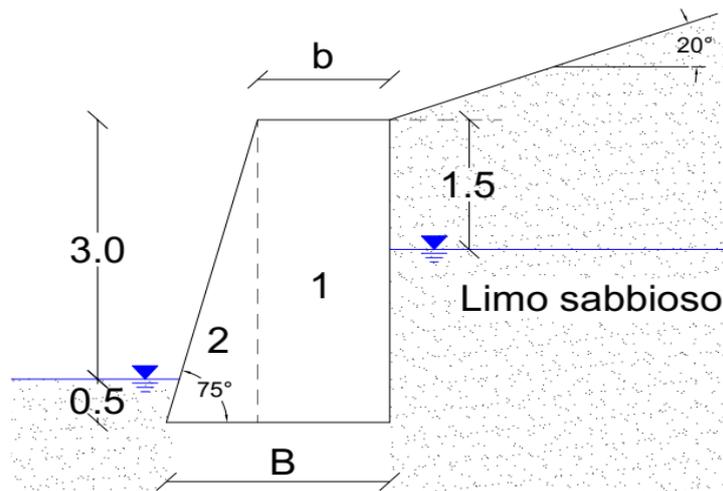


FIGURA 5.2 - MURO A GRAVITÀ: CONFIGURAZIONE PROGETTUALE 2

La larghezza B della base rappresenta il parametro che sarà necessario dimensionare attraverso le verifiche di stabilità statica dell'opera. Le caratteristiche geometriche sono semplificate in maniera tale che la base minore (b) del muro sia funzione soltanto di B .

Una volta progettata la larghezza della base, si valuterà, in entrambe le circostanze dette, la resistenza strutturale e geotecnica nei riguardi delle azioni sismiche pertinenti a due ipotetici siti di ubicazione dell'opera; la scelta, rispettivamente in Torino e Palermo, è dettata dal voler porre a confronto due località dove l'intensità attesa dei terremoti risulta abbastanza differente.

Sulla base delle indicazioni fornite dall'Eurocodice 7, il muro a gravità in esame può essere classificato secondo la classe di conseguenza "normale" CC2 (vedi Tabella 2.4). Ciò significa che i "coefficienti di conseguenza" definiti nella Tabella 2.8 restano unitari e non alterano il valore dei fattori parziali di sicurezza a cui sono moltiplicati.

5.1 CONFIGURAZIONE PROGETTUALE 1

5.1.1 SITUAZIONE DI PROGETTO PERSISTENTE/TRANSITORIA

L'analisi degli stati limite ultimi per la struttura di Figura 5.1 prevede la determinazione delle spinte del terrapieno, oltre, chiaramente, alle azioni del peso proprio. In riferimento alla teoria dell'equilibrio limite globale di Mohr-Coulomb (1773), la risultante delle pressioni esercitate dal terreno deve tenere conto dell'obliquità derivante dall'attrito sulle superfici di contatto con l'opera. A questo proposito, l'EN 1997-3 prescrive che l'inclinazione δ della spinta deve essere, al più, pari a k_δ volte φ' ; k_δ è un coefficiente con valori dipendenti dal grado di rugosità dell'interfaccia. Nello specifico, sulla parete verticale del muro si può assumere che:

$$\delta_k = \frac{2}{3} \phi'_k \quad (5.1)$$

Invece, alla base della fondazione k_δ può ritenersi unitario se il calcestruzzo è gettato direttamente contro terra. Pertanto, i valori caratteristici di δ così definiti sono:

PARETE-TERRENO	Angolo di attrito all'interfaccia	δ_k [°]	20
FONDAZIONE-TERRENO		$\delta_{B,k}$ [°]	30

Le pressioni attive (p'_a) alla generica profondità z del terreno a monte si ricavano utilizzando la seguente relazione (in tal caso le tensioni totali sono ovviamente coincidenti con quelle efficaci):

$$p'_a = K_{a\gamma} (\gamma_s \cdot z - u) \quad (5.2)$$

dove, in generale, $K_{a\gamma}$ rappresenta il coefficiente di spinta attiva e u la pressione dell'acqua.

Occorre allora determinare i rispettivi valori di progetto di azioni/effetti e proprietà del terreno ai fini del dimensionamento dell'opera. Chiaramente, in un problema di questo tipo, il valore di progetto della base corrisponderà al minimo valore che soddisfa l'uguaglianza dell'azione risultante con la resistenza associata alla singola verifica (condizione di incipiente collasso). In Tabella 5.2 e in Tabella 5.3 sono elencati, a scopo semplificativo, i soli fattori di sicurezza parziali richiesti specificamente in quest'applicazione per il calcolo di azioni e resistenze di progetto. Le tabelle fanno riferimento agli SLU e alle combinazioni relative agli approcci descritti nel § 4.1.

TABELLA 5.2 - COEFFICIENTI PARZIALI DA APPLICARE NELLE VERIFICHE STATICHE DI RESISTENZA DEL SISTEMA FONDAZIONE-TERRENO PER IL MURO A GRAVITÀ

APPROCCIO		MATERIAL FACTOR APPROACH (MFA)			RESISTANCE FACTOR APPROACH (RFA)		
COMBINAZIONE		(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	
<i>Design Case</i>		DC1	DC3	DC1	DC1	DC4	
γ_F per le Azioni (Permanenti)	$\gamma_{G,unf}$	1,35	1,0	1,35	1,35	Non fattorizzate	
	$\gamma_{G,w,unf}$	1,2	1,0	1,2	1,2		
	$\gamma_{G,fav}$	1,0	1,0	1,0	1,0		
γ_E per gli Effetti delle Azioni	$\gamma_{E,unf}$	Non fattorizzati		Non fattorizzati	Non fattorizzati	1,35	
	$\gamma_{E,fav}$					1,0	
<i>Set Coefficienti</i>		M1	M2	M2	/	/	
γ_M per le Proprietà del terreno	$\gamma_{tan\phi}$	1,0	1,25	1,25	Non fattorizzate	Non fattorizzate	
	$\gamma_{tan\delta}$	1,0	1,25	1,25			
<i>Verifica SLU</i>							
γ_R per le Resistenze del terreno	CAPACITÀ PORTANTE	γ_{RN}	Non fattorizzate		Non fattorizzate	1,4	1,4
	SCORRIMENTO	γ_{RT}				1,1	/

TABELLA 5.3 - COEFFICIENTI PARZIALI DA APPLICARE NELLA VERIFICA STATICA DI RIBALTAMENTO DEL MURO A GRAVITÀ

EQUILIBRIO STATICO (EQU)		DC2	
<i>Design Case</i>		(a)	(b)
γ_F per le Azioni (Permanenti)	$\gamma_{G,unf}$	1,35	1,0
	$\gamma_{G,w,unf}$	1,2	1,0
	$\gamma_{G,stab}$	1,15	1,0
	$\gamma_{G,fav}$	1,0	1,0
γ_E per gli Effetti delle Azioni	$\gamma_{E,unf}$	Non fattorizzati	
	$\gamma_{E,fav}$		

La Figura 5.3 riporta poi, più nel dettaglio, l'illustrazione delle risultanti delle forze agenti sul muro a gravità in assenza della falda (si tratta di sole azioni permanenti, non sono presenti carichi di tipo variabile).

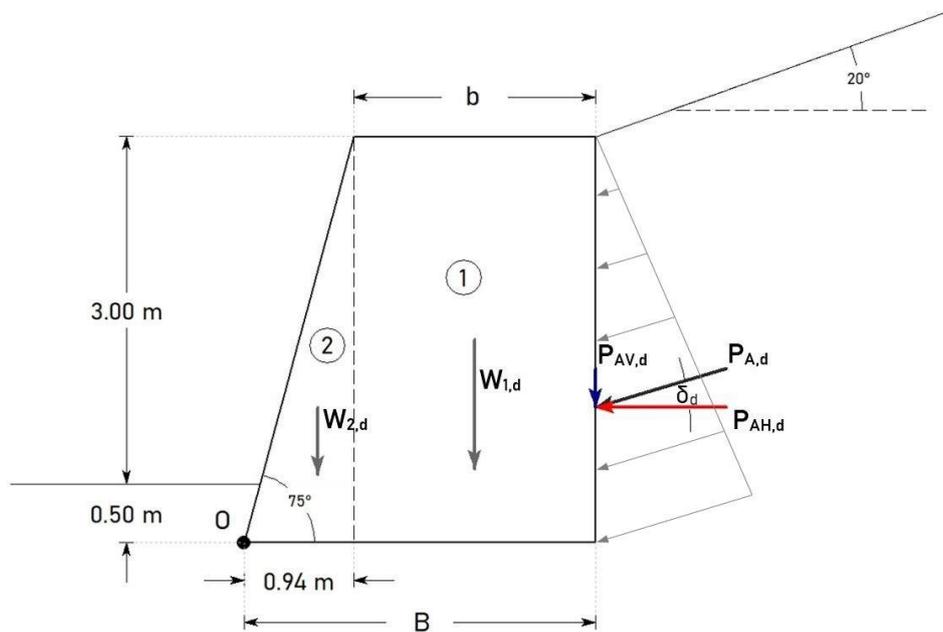


FIGURA 5.3 - FORZE AGENTI NELLA CONFIGURAZIONE DI PROGETTO 1 DEL MURO A GRAVITÀ

In questa situazione piuttosto semplice, dunque, il valore di progetto della componente orizzontale ($P_{AH,d}$) della risultante delle spinte è dato da:

$$P_{AH,d} = \gamma_{G,unf} \cdot \frac{1}{2} K_{ay,d}^{(h)} \gamma_s H^2 \quad (5.3)$$

dove $K_{ay,d}^{(h)}$ è il coefficiente di spinta attiva direttamente definito sulla componente di progetto orizzontale; nell'ipotesi di $\delta/\varphi' = 2/3$, $K_{ay,d}^{(h)}$ può essere ricavato dal diagramma di Figura 5.4 (Kérisel & Absi, 1990), come funzione dei valori di progetto di δ e φ' e di β_{sl} .

Il valore di φ'_d nel caso in cui, ad esempio, si applichi il fattore parziale del set M2 deve essere

calcolato come: $\varphi'_d = \arctan\left(\frac{\tan \varphi'_k}{1,25}\right)$; ricordando, quindi, che γ_M è applicato alla tangente degli angoli di resistenza al taglio.

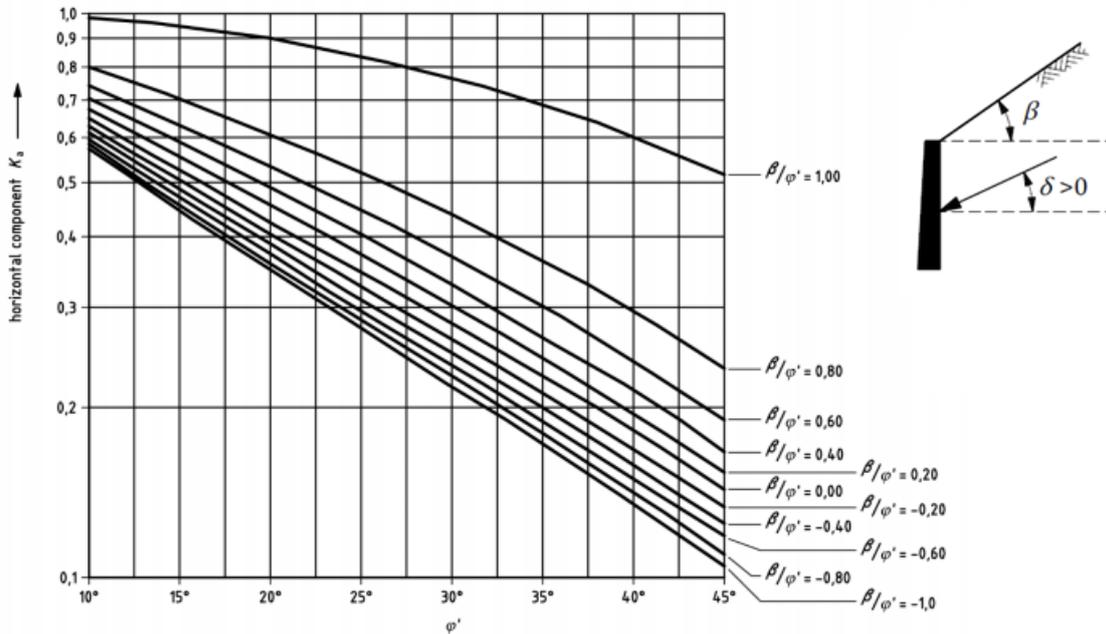


FIGURA 5.4 - COEFFICIENTE DI SPINTA ATTIVA $K_{a\gamma}$ (COMPONENTE ORIZZONTALE) NEL CASO DI δ UGUALE A $0,67\varphi'$

Sono determinati, perciò, i seguenti valori:

COMBINAZIONI	(a) , (d) , (e)	(b) , (c)
φ'_d [°]	30	24,8
δ_d [°]	20	16,2
$K_{a\gamma,d}^{(h)}$ [-]	0,40	0,53

Il valore di progetto della componente verticale $P_{AV,d}$ sarà uguale a: $P_{AH,d} \cdot \tan \delta_d$. La spinta attiva del terreno è un'azione globalmente sfavorevole per la struttura, pertanto, alla luce del principio della singola sorgente espresso in § 2.2.3.3, anche la stessa componente $P_{AV,d}$ dovrà considerarsi tale, benché il suo effetto sia di per sé favorevole. Seguono così i risultati di progetto delle spinte attive, che risultano, peraltro, essere indipendenti dalla larghezza della base (a questo livello incognita).

COMBINAZIONE	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)
$P_{AH,d}$ [KN/m]	56,23	55,19	74,50	56,23	41,65
$P_{AV,d}$ [KN/m]	20,47	16,07	21,69	20,47	15,16

Si ricorda che quanto derivante dalle combinazioni (a) e (b) dell'approccio MFA dovrà poi valutarsi congiuntamente. Inoltre, si nota come nella combinazione (e) dell'RFA, non essendo fattorizzate le azioni permanenti (e nemmeno le proprietà), le spinte siano evidentemente inferiori.

Per quanto concerne, invece, le azioni $W_{i,d}$ del peso proprio (diretta funzione di B), nello stato limite ultimo di capacità portante sarà necessario considerarle sia favorevoli che sfavorevoli. L'effetto di W è, in generale, favorevole (stabilizzante) sulla struttura; un peso maggiore fa sì che il contributo di momento stabilizzante cresca e, viceversa, diminuisca l'eccentricità della risultante alla base del muro. Allo stesso tempo, tuttavia, l'incremento di W fa aumentare il valore della componente normale N_d agente in fondazione, che nello SLU di resistenza portante risulta essere sfavorevole (dalla Formula (4.3)). Poiché non è possibile valutare l'influenza di tali effetti a priori, la verifica va effettuata distintamente per entrambi i casi, assumendo poi la configurazione maggiormente penalizzante.

La capacità portante in condizioni drenate è ricavata dalla Formula (4.1), che, per la corrente applicazione, si particolarizza in:

$$R_{Nd} [\text{KN} / \text{m}] = B'_d \left(\frac{1}{2} \gamma'_s \cdot B'_d \cdot N_{\gamma,d} \cdot i_{\gamma,d} + q' \cdot N_{q,d} \cdot i_{q,d} \right) \quad (5.4)$$

dove:

- B'_d è il valore di progetto della base ridotta in virtù dell'eccentricità di progetto ($e_{B,d}$) dello sforzo normale N_d ;

$$e_{B,d} = \frac{B}{2} - \frac{M_{stb,d}^{(O)} - M_{dst,d}^{(O)}}{N_d} \quad (5.5)$$

in cui i momenti calcolati rispetto al punto O (vedi Figura 5.3) sono gli effetti generati, rispettivamente, dalle azioni di progetto stabilizzanti e destabilizzanti;

- $N_{q,d} = \exp(\pi \cdot \tan \phi'_d) \cdot \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi'_d}{2} \right)$; $N_{\gamma,d} = 2(N_{q,d} + 1) \cdot \tan \phi'_d$ (5.6)

- $i_{q,d} = \left(1 - \frac{T_d}{N_d} \right)^2$; $i_{\gamma,d} = \left(1 - \frac{T_d}{N_d} \right)^3$ (5.7)

rappresentano i fattori correttivi (Vesic, 1973) di riduzione della capacità portante per via della presenza della componente orizzontale di progetto (T_d) risultante dalle azioni; i coefficienti di approfondimento d_i e d_q della Formula (4.1), visto l'esiguo spessore del terreno ai bordi della fondazione, non sono applicati a favore di sicurezza (la resistenza a taglio in questo stato può essere, sovente, influenzata da fenomeni di alterazione del suolo).

La Formula (5.4) presuppone, pertanto, che i fattori di sicurezza parziali siano applicati preventivamente alle proprietà del terreno secondo l'approccio MFA, nonché alle rispettive azioni; mentre adottando l'approccio RFA saranno fattorizzate le azioni o gli effetti delle azioni e successivamente la resistenza globale attraverso i coefficienti γ_R indicati.

Nel caso dello stato limite ultimo per scorrimento della fondazione sul piano di posa, ipotizzando di trascurare il contributo resistente passivo del terreno al bordo, la resistenza di progetto ($R_{Td,base}$) dalla Formula (4.4) assume le seguenti espressioni:

- MFA [(a) + (b), (c)]:
$$R_{Td,base} = (N_{G,fav,d} - U_d) \cdot \tan \delta_{B,d} \quad (5.8)$$

- RFA [(d)]:
$$R_{Td,base} = \frac{(N_{G,fav,d} - U_d) \cdot \tan \delta_{B,k}}{\gamma_{RT}} \quad (5.9)$$

In definitiva, dall'analisi dei singoli SLU e di ciascuna delle combinazioni prescritte, il dimensionamento fornisce per la base del muro ($B_{min,d}$) i risultati riassunti in Tabella 5.4. Le tabelle in Appendice A (§ A.1.1) riportano, invece, tutti i calcoli in maggior dettaglio.

TABELLA 5.4 - BASI MINIME DI PROGETTO $B_{min,d}$ [m] DEL MURO A GRAVITÀ (CONFIGURAZIONE 1)

APPROCCIO		MFA			RFA		DC2	
		(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(a)	(b)
S L U	CAPACITÀ PORTANTE	W favorevole	1,751	2,121	2,550	1,903	2,133	
		W sfavorevole	1,587	2,121	2,361	1,745		
	SCORRIMENTO		1,385	1,700	2,131	1,501		
	RIBALTAMENTO							1,170
<i>Larghezza operativa minima</i>			2,13	2,55	1,91	2,14		

Si osserva, anzitutto, che nello stato limite di capacità portante i valori di base minima quando il peso proprio è sfavorevole sono sempre inferiori (o al più uguali) rispetto al caso di W favorevole. Quindi, in questa particolare situazione, l'assunzione più penalizzante per la resistenza portante del terreno si rivela, assolutamente, quella di W con effetto favorevole. Va sottolineato, nello specifico, come il valore di $B_{min,d}$ debba essere univoco per la combinazione (e), poiché la fattorizzazione prevista (RFA + DC 4) non coinvolge le singole azioni permanenti (e dunque la forza peso), bensì gli effetti complessivi risultanti dalle stesse (rappresentati, in tal caso, dai momenti in fondazione e dallo sforzo normale N_d).

Il ribaltamento, come in precedenza anticipato, non è uno stato limite condizionante nella progettazione strutturale delle opere a gravità su terreno (diversamente da quanto potrebbe accadere per fondazioni su roccia). Si evince, invece, come sia la capacità portante a governare il dimensionamento del muro in esame, anche rispetto al meccanismo di rottura per scorrimento.

Analizzando distintamente le combinazioni, la (c) appare in qualsiasi circostanza quella più cautelativa; d'altro canto, se si fa riferimento alla Tabella 5.2, è lecito aspettarsi un risultato di questo tipo, visti i valori dei coefficienti parziali applicati. Ciononostante, è bene precisare che gli esiti delle combinazioni non sono ovviamente generalizzabili a priori, perché dipendenti dalle grandezze e dalle variabili specifiche del problema in questione.

5.1.2 SITUAZIONE DI PROGETTO SISMICA

Le verifiche sismiche del muro vengono condotte per lo stato limite ultimo SD di danno significativo, nell'ipotesi di struttura libera di traslare o ruotare attorno al piede della fondazione, dunque, in grado di tollerare un'aliquota di spostamento permanente indotto dallo scuotimento sismico⁽¹⁾. Le assunzioni sulla resistenza al taglio (δ_k) mobilitata alle interfacce di contatto muro-terreno restano invariate, mentre il coefficiente di prestazione $\gamma_{LS,CC}$ è pari a 1,0 (Tabella 4.3).

Viene adottato il valore di base minima derivante dal dimensionamento con la combinazione più sfavorevole del caso statico, ovvero $B = 2,55 \text{ m}$.

La pressione orizzontale $\sigma_{a,h}(z)$ del terreno allo stato limite attivo dovrà ricavarsi dall'espressione seguente; è riportata, per completezza, la scrittura più generale della formula (Formula 10.1, prEN 1998-5:Draft October 2021).

$$\sigma_{a,h} = -2c' \sqrt{K_{AE}} + K_{AE} (\sigma_v - u) + u \quad (5.10)$$

- c' indica la coesione efficace (qui nello specifico nulla);
- u è la pressione idraulica (anch'essa pari a zero in questo caso);
- $\sigma_v = \gamma_s \cdot z$ è la tensione verticale totale alla generica profondità;
- K_{AE} è il coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche riferito alla proiezione orizzontale delle tensioni agenti sull'opera;

$$K_{AE} = \left[\frac{\cos \delta}{\cos(\beta_{sl} + \theta_{eq}) + \sqrt{\sin^2 \varphi' - \sin^2(\beta_{sl} + \theta_{eq})}} \left(\cos \delta - \sqrt{\sin^2 \varphi' - \sin^2 \delta} \right) \right] \frac{\cos \beta_{sl}}{\cos \theta_{eq}} e^{-2\psi_A \tan \varphi'} \quad (5.11)$$

⁽¹⁾ L'ipotesi equivale, cioè, ad assumere che la rottura dell'opera nei confronti di un determinato meccanismo non avvenga nell'istante in cui, potenzialmente, si raggiunge una condizione di equilibrio limite nel terreno, bensì a seguito di spostamenti permanenti cumulativi oltre una soglia ammissibile, tenendo conto della stessa capacità del sistema di "accettare" il danneggiamento (o la parziale perdita di funzionalità) dal sisma.

dove:

$$\psi_A = \frac{1}{2} \left\{ \arcsin \left(\frac{\sin \delta}{\sin \varphi'} \right) - \arcsin \left[\frac{\sin(\beta_{sl} + \theta_{eq})}{\sin \varphi'} \right] - \delta + \beta_{sl} - \theta_{eq} \right\} \quad (5.12)$$

$$\theta_{eq} = \arctan \left(\alpha_H \frac{\sigma_v}{\sigma_v - u} \right) \quad (5.13)$$

rappresenta l'inclinazione della risultante in campo sismico delle forze di massa (inerziali e gravitazionali) del suolo sostenuto;

- i valori degli angoli riportati devono esprimersi in radianti, con segno secondo la convenzione sotto raffigurata.

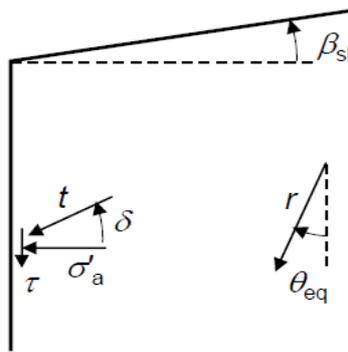


FIGURA 5.5 - ORIENTAZIONE POSITIVA DEGLI ANGOLI NELLO STATO LIMITE ATTIVO

Occorre sottolineare che la Formula (5.11) pone implicitamente un limite al valore di K_{AE} , il quale non può essere assunto maggiore del valore ottenuto in corrispondenza di un angolo θ_{eq} uguale alla differenza tra φ' e β_{sl} .

θ_{eq} cresce proporzionalmente all'entità dell'azione sismica (in funzione di α_H).

Il fattore ψ_A , come d'altronde K_{AE} , non è più analiticamente calcolabile quando θ_{eq} supera il valore di $(\varphi' - \beta_{sl})$; sotto quest'ultima ipotesi, infatti, la stabilità globale del terrapieno non risulta più assicurata, motivo per cui decade, evidentemente, anche la validità stessa della formula proposta.

5.1.2.1 Ubicazione in TORINO

Nella mappatura di pericolosità sismica nazionale (Tabella 1; Allegato B: D.M. 14.01.2008) il comune di Torino risulta caratterizzato dai seguenti parametri:

a_g [g]	0,055	Parametri sismici nazionali di riferimento (Cat. Sito: A; $T_R = 475$ anni)
F_0 [-]	2,760	
T_C^* [s]	0,272	

Assumendo che il suolo presente in situ possa classificarsi in Categoria C, in accordo alle prescrizioni normative date in § 3.1.2 e alla procedura illustrata in Figura 3.1, si hanno i:

- Parametri sismici di riferimento nel prEN 1998:2021 (Cat. Sito: A; $T_{ref} = 475$ anni)

$$S_{\alpha,RP} [\text{m/s}^2] \quad 1,489 \quad S_{\alpha,ref} [\text{m/s}^2] \quad 1,489 \quad f_h [-] \quad 0,2 \quad \gamma_{SD,2} [-] \quad 1,0$$

$$S_{\beta,RP} [\text{m/s}^2] \quad 0,298 \quad S_{\beta,ref} [\text{m/s}^2] \quad 0,298$$

- Parametri sismici di progetto per la Categoria C del sito ($T_{ref} = 475$ anni)

$$F_\alpha [-] \quad 1,55 \quad F_T [-] \quad 1,0 \quad S_\alpha [\text{m/s}^2] \quad 2,310 \quad a_{max} [\text{g}] \quad 0,0853$$

$$F_\beta [-] \quad 2,28 \quad S_\beta [\text{m/s}^2] \quad 0,679$$

$$S_{\alpha,ref} = a_g \cdot F_0 = 0,055g \cdot 2,760 = 1,489 \text{ m/s}^2 ; \quad S_{\beta,ref} = f_h \cdot S_{\alpha,ref} = 0,2 \cdot 1,489 = 0,298 \text{ m/s}^2$$

$$S_{\alpha,RP} = \gamma_{SD,2} \cdot S_{\alpha,ref} ; \quad S_{\beta,RP} = \gamma_{SD,2} \cdot S_{\beta,ref} \Rightarrow S_{\alpha,RP} \equiv S_{\alpha,ref} ; \quad S_{\beta,RP} \equiv S_{\beta,ref}$$

$$S_\alpha = F_T \cdot F_\alpha \cdot S_{\alpha,RP} = 1,0 \cdot 1,55 \cdot 1,489 = 2,31 \text{ m/s}^2 ; \quad S_\beta = F_T \cdot F_\beta \cdot S_{\beta,RP} = 1,0 \cdot 2,28 \cdot 0,298 = 0,679 \text{ m/s}^2$$

Nella successiva tabella si riporta la definizione del coefficiente orizzontale sismico di progetto (Formola (4.9)) da usare nell'analisi del muro a gravità basata sulle forze (force-based approach).

TABELLA 5.5 - AZIONE SISMICA DI PROGETTO PER IL MURO A GRAVITÀ IN TORINO

PGA attesa al sito (Cat. C)	$a_{max} [\text{g}]$	0,0853
Coefficiente per gli spostamenti del sistema	$\chi_H [-]$	1,5
Proprietà dello strato di suolo sostenuto	$H [\text{m}]$	3,5
	$\rho [\text{Kg/m}^3]$	1732,9
	$V_s [\text{m/s}]$	250
	$G_0 = \rho \cdot V_s^2 [\text{MPa}]$	108,31
	$G (65\% G_0) [\text{MPa}]$	70,40
Periodo rappresentativo dell'azione sismica	$T_B [\text{s}]$	0,073
	$T_C [\text{s}]$	0,294
	$T_m = T_B + T_C [\text{s}]$	0,367
Coefficiente per la variazione spaziale del moto sismico	$\frac{H}{T_m \sqrt{G/\rho}}$	0,0473
	$\beta_H [-]$	1,0
Coefficiente sismico orizzontale di progetto	$\alpha_H = \beta_H / \chi_H \cdot a_{max} / g [-]$	0,057

Il coefficiente χ_H è ricavato da Tabella 4.4.

Il fattore β_H viene valutato sulla base del metodo grafico semplificato di Figura 4.4.

Questa procedura prevede la determinazione di un modulo di taglio ridotto (G) del terreno a partire da G_0 , modulo di taglio in corrispondenza di deformazioni molto piccole. La pericolosità sismica del sito in esame (riferirsi a Tabella 3.1) si qualifica con il livello di sismicità “basso”, pertanto, con valori di V_S uguali a 250 m/s si può adottare un fattore di riduzione medio di G_0 di 0,65 (Table 6.1, prEN 1998-5:Draft October 2021).

➤ **“Force-based approach”**

Ai fini delle verifiche in condizioni sismiche, è necessario calcolare nuovamente i valori di progetto di azioni e resistenze del sistema. I coefficienti parziali applicati sono, in tal caso, tutti unitari.

La forza peso (totale) di progetto W_d del muro è pari a 174,81 kN/m, quindi, l'azione inerziale (pseudo-statica) $W_{H,d}$ indotta dal sisma si calcola dal prodotto di W_d per α_H e vale 9,94 kN/m.

Per quanto concerne le spinte di progetto, la distribuzione delle tensioni attive di Formula (5.10) in assenza di falda e coesione nel terreno è linearmente crescente con la profondità z . Il coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche qui risulta costante; difatti, nei terreni asciutti l'angolo θ_{eq} , di cui è funzione K_{AE} , dipende unicamente da α_H , perciò, è invariante a qualsiasi profondità lungo l'altezza del muro. Ne consegue, allora, che la distribuzione delle spinte assume forma triangolare (con massimo in corrispondenza della base di fondazione) e la risultante P_{AE} si colloca ad un terzo di H come nel caso statico⁽²⁾.

La componente orizzontale di progetto $P_{AE,H,d}$ si ottiene, semplicemente, dall'integrazione in z delle spinte come in Formula (5.3), sostituendo K_{AE} a $K_{a\gamma}$ e assegnando a $\gamma_{G,unf}$ il valore 1,0. Si ricava quanto segue:

θ_{eq} [°]	3,256	$\varphi' - \beta_{sl} = 10^\circ \geq \theta_{eq}$	
ψ_A [rad]	-0,1069	K_{AE} [-]	0,4694
$P_{AE,H,d} = \frac{1}{2} \cdot 17 \cdot 0,4694 \cdot 3,5^2 = 48,88 \text{ kN/m} \Rightarrow P_{AE,V,d} = 48,88 \cdot \tan 20^\circ = 17,79 \text{ kN/m}$			

È possibile, a questo punto, procedere con le verifiche di sicurezza, che devono essere effettuate coerentemente con la disuguaglianza della Formula (4.10).

I calcoli integralmente sviluppati possono ritrovarsi in § A.1.2.

⁽²⁾ In terreni secchi puramente attritivi la distribuzione tensionale è, di fatto, triangolare.

L'assunzione di struttura cedevole capace di spostarsi in modo permanente fa sì che l'incremento di spinta dato dalla componente dinamica possa essere applicato (approssimativamente) alla stessa quota della spinta attiva statica ($P_{AE} = P_A + \Delta P_{AE}$). Infatti, le formulazioni di σ_a e K_{AE} , prima riportate, sono quelle specificamente raccomandate dall'EC8 in virtù della validità di tale condizione.

▪ Scorrimento

La verifica di scorrimento in ambito sismico viene attribuita, generalmente, alla combinazione di più contributi resistenti. In termini di forze, si deve avere un taglio agente alla base (V_{Ed}) minore uguale alla somma ($F_{Rd} + V_{Rd,2} + 0,3 \cdot V_{Rd,3}$), dove F_{Rd} e $V_{Rd,2}$ indicano le resistenze al taglio di progetto che si sviluppano, rispettivamente, alla base della fondazione e sulle superfici di contatto col terreno verticali; $V_{Rd,3}$ è la resistenza passiva offerta dal suolo sul lato a valle del muro.

Nel particolare, sono trascurati i termini $V_{Rd,2}$ e $V_{Rd,3}$, considerando nella verifica l'unico contributo dato da:

$$F_{Rd} = (N_{Ed} - U_d) \cdot \frac{\tan \delta_{B,k}}{\gamma_{\tan \delta}} \quad (5.14)$$

che concettualmente risulta analoga alla Formula (5.8).

Pertanto, si ha che:

$$V_{Ed} = W_{H,d} + P_{AE,H,d} = 9,94 + 48,88 = 58,82 \text{ KN/m}$$

$$N_{Ed} = W_d + P_{AE,V,d} = 174,81 + 17,79 = 192,6 \text{ KN/m}$$

$$F_{Rd} = 192,6 \cdot \frac{\tan 30^\circ}{1,0} = 111,2 \text{ KN/m}$$

Il coefficiente orizzontale sismico α_H è pari a 0,057; mentre il coefficiente critico α_C associato all'incipiente collasso per scorrimento dell'opera vale 0,168. Dunque, la verifica risulta soddisfatta.

▪ Capacità portante

Nei riguardi della resistenza portante, è necessario tenere conto dell'effetto combinato di azioni e momento risultanti in fondazione (N_{Ed} , V_{Ed} , M_{Ed}) e, eventualmente, dell'ulteriore effetto inerziale indotto nel terreno portante dal sisma. Il nuovo EC8-5 consente di trascurare l'inerzia nel suolo al disotto della fondazione (perciò, di condurre la verifica in maniera equivalente a quella statica), se è rispettata la seguente condizione:

$$\alpha_H (\text{per } \chi_H = 1) < 0,5 \frac{V_{Ed}}{N_{Ed}} \quad (5.15)$$

Inoltre, la verifica sismica di capacità portante dovrebbe, in generale, assumere condizioni non drenate nel suolo, a meno che non si possa dimostrare che l'incremento delle eventuali sovrappressioni dell'acqua interstiziale è inferiore al 50 % dell'iniziale valore delle tensioni efficaci.

Per la configurazione progettuale 1 del muro in analisi, chiaramente, la suddetta verifica è condotta in condizioni drenate e, altresì, risulta possibile ignorare l'azione inerziale nel terreno portante [$\alpha_H (\chi_H = 1) = 0,085 < 0,153$].

Quindi, nel calcolo della capacità portante viene utilizzata la Formula (5.4). L'eccentricità di progetto è:

$$e_{B,d} = \frac{B}{2} - \frac{M_{stb,d}^{(0)} - M_{dst,d}^{(0)}}{N_{Ed}} = \frac{B}{2} - \frac{W_d \cdot d_W - (W_{H,d} \cdot d_{W_H} + P_{AE,H,d} \cdot d_{P_{AE,H}} - P_{AE,V,d} \cdot d_{P_{AE,V}})}{N_{Ed}} =$$

$$= \frac{2,55}{2} - \frac{174,81 \cdot 1,492 - (9,94 \cdot 1,619 + 48,88 \cdot 1,167 - 17,79 \cdot 2,55)}{192,6} = 0,065 \text{ m}$$

per cui si ricava che:

$$R_{Nd} = B'_d \left(\frac{1}{2} \gamma_s \cdot B'_d \cdot N_{\gamma,d} \cdot i_{\gamma,d} + q \cdot N_{q,d} \cdot i_{q,d} \right) = 2,42 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot 17 \cdot 2,42 \cdot 22,4 \cdot 0,335 + 8,5 \cdot 18,4 \cdot 0,482 \right) =$$

$$= 556,2 \text{ KN/m}$$

In tal caso, il coefficiente sismico critico risulta pari a 0,139; essendo minore di α_H , anche la resistenza portante del sistema fondazione-terreno è verificata.

- **Ribaltamento**

La verifica di ribaltamento vede:

$$M_{stb,d} = M_{W,d} = 260,8 \text{ KNm/m}$$

$$M_{dst,d} = M_{W_H,d} + M_{AE,d} = 16,1 + 11,67 = 27,77 \text{ KNm/m}$$

dove i suddetti momenti di progetto sono quelli risultanti da $\alpha_H = 0,057$.

Per quanto concerne α_C , il valore critico del coefficiente orizzontale sismico non è più definibile in questa verifica; il valore di α_H (nonché dell'azione sismica) corrispondente al collasso impedisce il calcolo analitico di K_{AE} , perché si determina un'inclinazione θ_{eq} superiore a $(\varphi' - \beta_{sl})$ (limite di validità della Formula (5.11)). Ciò significa che l'instabilità generale del pendio si configura prima del raggiungimento della condizione di effettivo ribaltamento del muro, in virtù di azioni relativamente troppo elevate.

Ad ogni modo, la verifica resta largamente soddisfatta dal diretto confronto tra i momenti, stabilizzante e destabilizzante, agenti sull'opera (confermando nuovamente quanto fin qui affermato su tale meccanismo di rottura).

Dai risultati nel complesso ottenuti per la situazione di progetto sismica, può dirsi, in definitiva, che l'ubicazione del muro a gravità in un sito, come Torino, dove l'accelerazione dei terremoti attesi è alquanto bassa, non compromette l'affidabilità strutturale globale; il valore della base minima adottato in ragione della stabilità statica è ampiamente sufficiente a coprire gli effetti generati dall'azione sismica nei rispettivi stati limite ultimi.

5.1.2.2 Ubicazione in PALERMO

La pericolosità sismica di base, definita a livello nazionale, per il comune di Palermo è data da:

a_g [g]	0,177	Parametri sismici nazionali di riferimento (Cat. Sito: A; $T_R = 475$ anni)
F_0 [-]	2,377	
T_C^* [s]	0,290	

Ferma restando l'assunzione di sottosuolo appartenente alla Categoria C, si ricavano i:

- Parametri sismici di riferimento nel prEN 1998:2021 (Cat. Sito: A; $T_{ref} = 475$ anni)

$S_{\alpha,RP}$ [m/s ²]	4,127	$S_{\alpha,ref}$ [m/s ²]	4,127	f_h [-]	0,3	$\gamma_{SD,2}$ [-]	1,0
$S_{\beta,RP}$ [m/s ²]	1,238	$S_{\beta,ref}$ [m/s ²]	1,238				

- Parametri sismici di progetto per la Categoria C del sito ($T_{ref} = 475$ anni)

F_α [-]	1,47	F_T [-]	1,0	S_α [m/s ²]	6,048	a_{max} [g]	0,2594
F_β [-]	2,21			S_β [m/s ²]	2,740		

Il sito esaminato rientra in un livello di sismicità "moderato", comunque più alto del precedente; difatti, il corrispondente coefficiente orizzontale sismico di progetto risulta uguale a 0,173.

TABELLA 5.6 - AZIONE SISMICA DI PROGETTO PER IL MURO A GRAVITÀ IN PALERMO

PGA attesa al sito (Cat. C)	a_{max} [g]	0,2594
Coefficiente per gli spostamenti del sistema	χ_H [-]	1,5
Proprietà dello strato di suolo sostenuto	H [m]	3,5
	ρ [Kg/m ³]	1732,9
	V_s [m/s]	250
	$G_0 = \rho \cdot V_s^2$ [MPa]	108,31
	G (50% G_0) [MPa]	54,15
Periodo rappresentativo dell'azione sismica	T_B [s]	0,100
	T_C [s]	0,453
	$T_m = T_B + T_C$ [s]	0,553
Coefficiente per la variazione spaziale del moto sismico	$\frac{H}{T_m \sqrt{G/\rho}}$	0,0358
	β_H [-]	1,0
Coefficiente sismico orizzontale di progetto	$\alpha_H = \beta_H / \chi_H \cdot a_{max} / g$ [-]	0,173

Rispetto al caso di Torino, nella stima di β_H è necessario considerare una riduzione del modulo di taglio del 50 %, a causa della maggiore sismicità; il valore del fattore β_H resta, tuttavia, pari a 1,0.

Si nota, però, che l'accelerazione di picco al suolo, prevista sulla base delle condizioni locali, in Palermo è all'incirca tre volte quella precedente, quindi, la differenza è piuttosto rilevante.

➤ **“Force-based approach”**

L'azione di progetto del peso proprio strutturale W_d è, evidentemente, uguale (174,81 KN/m); cambia, invece, la forza inerziale $W_{H,d}$ ad essa associata, che diviene di 30,24 KN/m.

I valori di progetto delle componenti della spinta attiva risultante valgono:

θ_{eq} [°]	9,81	$\varphi' - \beta_{sl} = 10^\circ \geq \theta_{eq}$	
ψ_A [rad]	-0,4408	K_{AE} [-]	0,9305
$P_{AE,H,d} = \frac{1}{2} \cdot 17 \cdot 0,9305 \cdot 3,5^2 = 96,88 \text{ KN/m} \Rightarrow P_{AE,V,d} = 96,88 \cdot \tan 20^\circ = 35,26 \text{ KN/m}$			

▪ **Scorrimento**

La risultante delle azioni orizzontali che giunge in fondazione è:

$$V_{Ed} = W_{H,d} + P_{AE,H,d} = 30,24 + 96,88 = 127,12 \text{ KN/m}$$

e lo sforzo normale N_{Ed} :

$$N_{Ed} = W_d + P_{AE,V,d} = 174,81 + 35,26 = 210,07 \text{ KN/m}$$

Dunque, dalla Formula (5.14), la resistenza di progetto nei confronti dello scorrimento lungo il piano d'appoggio del muro equivale a:

$$F_{Rd} = 210,07 \cdot \frac{\tan 30^\circ}{1,0} = 121,29 \text{ KN/m}$$

Il relativo coefficiente sismico critico α_C è sempre pari a 0,168⁽³⁾, a fronte di $\alpha_H = 0,173$; perciò, stavolta, la verifica non risulta soddisfatta

▪ **Capacità portante**

Anche in tal caso si può trascurare l'effetto dell'inerzia nel terreno portante, in quanto viene verificata la condizione:

α_H (con $\chi_H = 1$)	<	$0,5 \cdot V_{Ed} / N_{Ed}$
0,259		0,303

⁽³⁾ Il coefficiente critico α_C attribuibile allo scorrimento (ovvero a uno stesso meccanismo di rottura) non cambia al variare del sito di ubicazione del muro; se le proprietà e i parametri del sistema restano i medesimi, il valore dell'azione sismica che innesca il collasso strutturale deve, necessariamente, essere uguale in ogni caso e, di conseguenza, il valore di α_C .

Il calcolo della capacità portante si riconduce, allora, alla stessa procedura sinora utilizzata (EC7-3) e si ha:

$$e_{B,d} = \frac{B}{2} - \frac{M_{stb,d}^{(O)} - M_{dst,d}^{(O)}}{N_{Ed}} = \frac{2,55}{2} - \frac{174,81 \cdot 1,492 - (30,24 \cdot 1,619 + 96,88 \cdot 1,167 - 35,26 \cdot 2,55)}{210,07} = 0,376 \text{ m}$$

$$R_{Nd} = B'_d \left(\frac{1}{2} \gamma_s \cdot B'_d \cdot N_{\gamma,d} \cdot i_{\gamma,d} + q \cdot N_{q,d} \cdot i_{q,d} \right) = 1,797 \left(\frac{1}{2} \cdot 17 \cdot 1,797 \cdot 22,4 \cdot 0,0616 + 8,5 \cdot 18,4 \cdot 0,156 \right) = 81,72 \text{ KN/m}$$

La verifica non è soddisfatta, visto che:

α_H	\neq	α_C
0,173		0,139

Affinché il muro a gravità risulti stabile, occorre estendere la sua base ad un valore di progetto di almeno 3,26 metri; tale larghezza è corrispondente alla (nuova) condizione di incipiente collasso per raggiungimento del carico limite in fondazione, ossia quando $\alpha_C \equiv \alpha_H = 0,173$ (vedi relative tabelle in § A.1.2).

$B_{min,d} = 3,26 \text{ m}$ garantisce, evidentemente, anche la sicurezza nei riguardi dello scorrimento sul piano di posa.

- **Ribaltamento**

Il ribaltamento non risulta configurabile nemmeno con la base minima originaria, dunque, rimane ampiamente verificato.

- **“Displacement-based approach”**

Contrariamente al caso di Torino, dove l’azione sismica di progetto è piccola, per l’analisi in Palermo viene prevista anche la valutazione (e la verifica) della risposta strutturale nelle condizioni dinamiche transitorie generate dal sisma.

L’approccio adottato fa riferimento a un metodo dinamico semplificato (*Newmark, 1965*), che permette di stimare gli spostamenti cumulati nel tempo dal sistema opera-terreno attraverso la successiva integrazione delle storie temporali di accelerazione e velocità relativa. Com’è noto, lo scuotimento sismico produce degli effetti/forze inerziali sulle masse che ne condizionano l’equilibrio; assimilando muro e terreno a un blocco rigido complessivamente instabile, il metodo analizza, dunque, la configurazione dello scorrimento lungo le superfici di potenziale rottura dove si mobilita la resistenza al taglio dei materiali (vedi Figura 5.6)

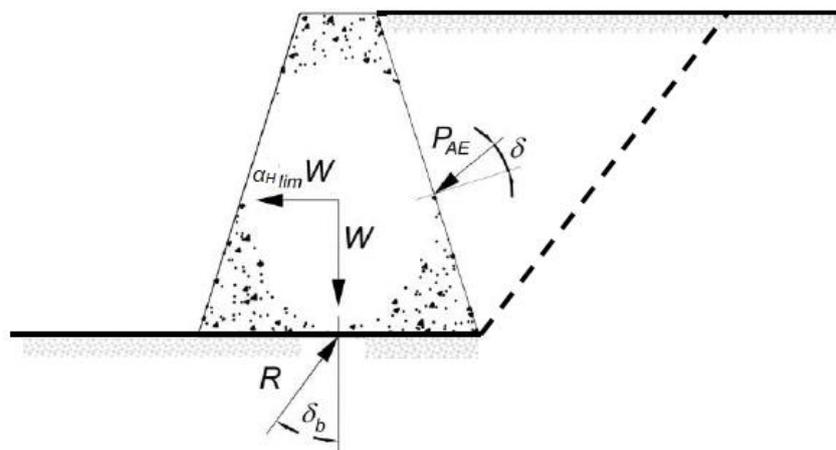


FIGURA 5.6 - SCHEMA GENERICO DELLE FORZE AGENTI SU UN'OPERA A GRAVITÀ ALL'ISTANTE DI INCIPIENTE SCORRIMENTO INDOTTO DAL TERREMOTO

Fintanto che l'accelerazione resta al disotto di una soglia critica per la resistenza, le forze inerziali e le spinte sismiche non producono alcuno spostamento permanente. Ogni qualvolta che, invece, tale limite viene oltrepassato, il sistema accumula un'aliquota di spostamento relativo (rispetto al resto del terreno stabile) conseguente allo scivolamento.

Pertanto, fatta la suddetta premessa, il muro a gravità è sottoposto all'applicazione di sette registrazioni temporali di accelerazione⁽⁴⁾, che risultano compatibili con le previsioni sull'intensità sismica nel sito di Palermo, in accordo alle prescrizioni dell'EN 1998. La "spettro-compatibilità" degli accelerogrammi viene ricercata con l'ausilio del software RexelWEB, messo a disposizione dall'INGV (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia), accedendo alle forme d'onda registrate e archiviate all'interno dei database italiani ed europei (ITACA, ESM, ...).

In particolare, nella procedura è necessario settare i criteri di ricerca delle storie di accelerazione, in primis, lo spettro di risposta obiettivo. Lo spettro di progetto di Palermo, costruito sulla base delle definizioni del nuovo EC8 (Formule da (3.4) a (3.8)), è illustrato in Figura 5.7. Conseguentemente, occorre specificare la Categoria di sottosuolo, nonché gli intervalli di magnitudo e distanza epicentrale attesi per i terremoti (entrambi stimabili dalla disaggregazione del rischio sismico locale). Infine, la selezione degli accelerogrammi viene ricondotta alle registrazioni temporali "scalate" sul valore di accelerazione di picco al suolo dello spettro di Palermo (vedi Figura 5.9), attraverso il fattore di scala lineare (SF) dato dal rapporto:

$$SF = \frac{PGA_{target}}{PGA_i} \quad (5.16)$$

PGA_i indica l'accelerazione massima del terreno nell' i -esimo accelerogramma ricercato.

⁽⁴⁾ Il modello nell'analisi è chiaramente piano e le "time histories" considerate sono relative alla componente orizzontale del moto in una singola direzione.

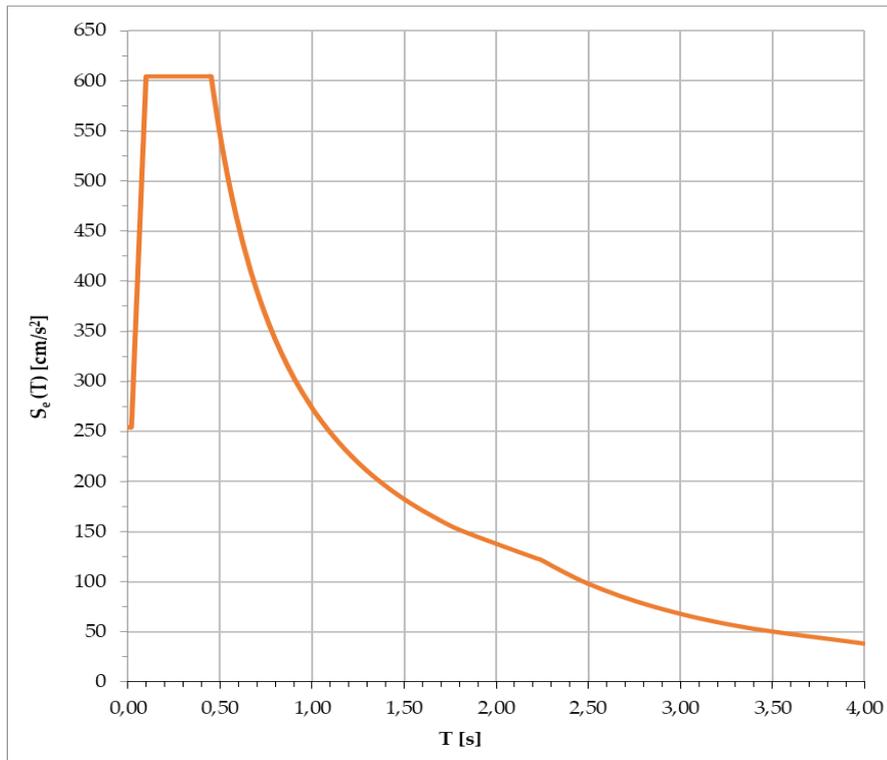


FIGURA 5.7 - SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO DI PROGETTO (EC8 202X) NEL SITO DI PALERMO (CAT. C) CON SMORZAMENTO DEL 5%

Target spectrum Preliminary search **Spectrum matching**

Component: one horizontal component Limit: 500 Inferred soil class: Late trigger events:

Soil Type: Site class Soil Type: A B C D E

T1 [s]: 0.100000 T2 [s]: 2.000000 Instrument type: Any Style of faulting: Any

CRITERION
 Magnitude-distance: **i**
 Type of magnitude: Moment or local magnitude
 Minimum event magnitude: 4 Maximum event magnitude: 6
 Minimum epicentral distance [km]: 0 Maximum epicentral distance [km]: 20

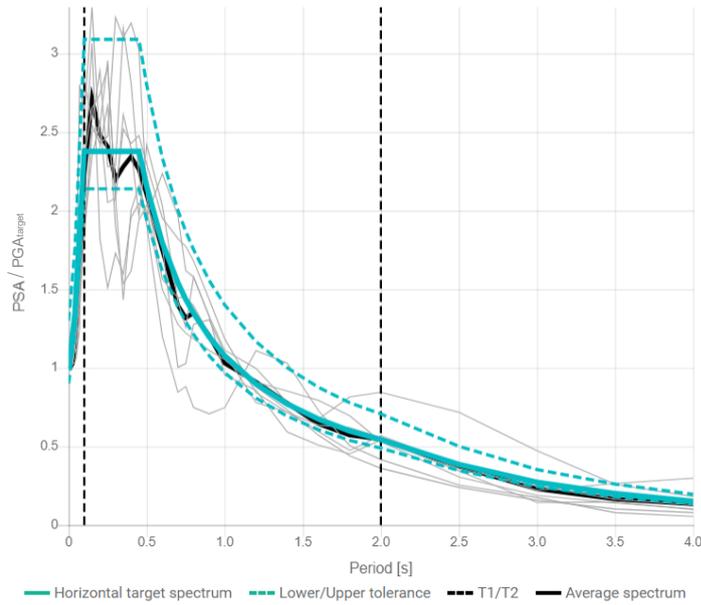
Target spectrum Preliminary search **Spectrum matching**

Lower tolerance [%]: 10 Upper tolerance [%]: 30 T1 [s]: 0.100000 T2 [s]: 2.000000

Additional tolerance [%]: 0 Set size: 7 Number of combinations: 1

Adimensional flag: Check on PGA: Maximum average scale-factor: 5

FIGURA 5.8 - CRITERI DI RICERCA DEGLI ACCELEROGRAMMI IMPOSTATI SU REXELWEB



Waveform ID	ESM ID	Network	Station code	Sensor ID	Instrument code	Orientation	ML	MW	Style of faulting	Epicentral distance [km]	ECB code	Vs30 [m/s]	Score	Scale Factor
IV.T0811..HN.IT-2012-0011	IT-2012-0011	IV	T0811		HN	N	5.8	6.0	Thrust faulting	14.3	C		N: 0.202	N: 1.259
IT.CRP00.HN.IT-2012-0010	IT-2012-0010	IT	CRP	00	HN	N	5.3	5.5	Thrust faulting	12.6	C		N: 0.197	N: 2.243
IT.BOJ.00.HG.IT-2013-0019	IT-2013-0019	IT	BOJ	00	HG	N	5.0	5.0	Normal faulting	10.4	C	306	N: 0.267	N: 4.410
IT.MRN.00.HN.IT-2012-0008	IT-2012-0008	IT	MRN	00	HN	E	5.9	6.1	Thrust faulting	16.1	C	208	E: 0.168	E: 0.989
IT.SAN0.00.HN.IT-2012-0011	IT-2012-0011	IT	SAN0	00	HN	E	5.8	6.0	Thrust faulting	6.1	C		E: 0.216	E: 1.488
IV.T0824..HN.IT-2012-0011	IT-2012-0011	IV	T0824		HN	N	5.8	6.0	Thrust faulting	14.3	C		N: 0.150	N: 1.794
IV.T0819..HN.IT-2012-0010	IT-2012-0010	IV	T0819		HN	E	5.3	5.5	Thrust faulting	6.8	C	208	E: 0.129	E: 1.005

FIGURA 5.9 - RISULTATI DELL'ELABORAZIONE DI REXELWEB CON RAPPRESENTAZIONE DEGLI ACCELEROGRAMMI SPETTRO-COMPATIBILI

Una volta individuate le registrazioni degli eventi sismici di interesse, si passa all'effettiva determinazione dell'accelerazione critica ($a_{H,lim}$) che induce lo scivolamento del muro a gravità. La soluzione del modello semplificato⁽⁵⁾ di Newmark in relazione alle opere di sostegno (Richards & Elms, 1979) deriva dall'equazione di equilibrio dinamico ed è la seguente (riferirsi alla Figura 5.6):

$$a_{H,lim} = \alpha_{H,lim} \cdot g = \left(\tan \delta_B - \frac{P_{AE} \cos \delta - P_{AE} \sin \delta \cdot \tan \delta_B}{W} \right) \cdot g \quad (5.17)$$

dove, la spinta in condizioni sismiche P_{AE} è una funzione della stessa accelerazione sismica {i.e. $P_{AE} = f[K_{AE} = f(\theta_{eq} = \arctan \alpha_H)]$ }; l'espressione risulta, in realtà, di tipo implicito.

⁽⁵⁾ Le principali semplificazioni del metodo sono caratterizzate dalle assunzioni di resistenza al taglio uniforme e non variabile nel tempo sulle singole superfici di scorrimento e di movimento del sistema potenzialmente solo verso valle.

Pertanto, il calcolo di $a_{H,lim}$ è effettuato in maniera iterativa fino alla convergenza dei valori e, per il muro in esame, si ottiene:

TABELLA 5.7 - PROCEDURA ITERATIVA PER LA DEFINIZIONE DELL'ACCELERAZIONE SISMICA CRITICA

	δ_B [°]	φ' [°]	β_{sl} [°]	δ [°]	W [KN/m]	B [m]
	30	30	20	20	174,81	2,55
ITERAZIONE	$a_{H,i}$ [g]	θ_{eq} [rad]	ψ_A [rad]	K_{AE} [-]	P_{AE} [KN/m]	$a_{H,lim}$ [g]
I	0,1660	0,1645	-0,398	0,845	93,624	0,1798
II	0,1670	0,1655	-0,403	0,855	94,698	0,1753
III	0,1680	0,1664	-0,408	0,865	95,840	0,1704
IV	0,1682	0,1666	-0,409	0,867	96,078	0,1694
V	0,1684	0,1668	-0,410	0,869	96,319	0,1684

A questo punto, all'interno di un codice di calcolo in ambiente MATLAB, $a_{H,lim} = 0,1684$ g viene posto come valore di soglia dell'accelerazione (limite di resistenza) per ciascuna delle registrazioni selezionate, al fine di ricavare il corrispondente spostamento del sistema. Poiché a priori non si conosce il verso in cui l'azione del sisma risulta più gravosa, ogni accelerogramma viene applicato in entrambi i sensi. Si riportano, a titolo esemplificativo, gli esiti grafici derivanti da una singola elaborazione.

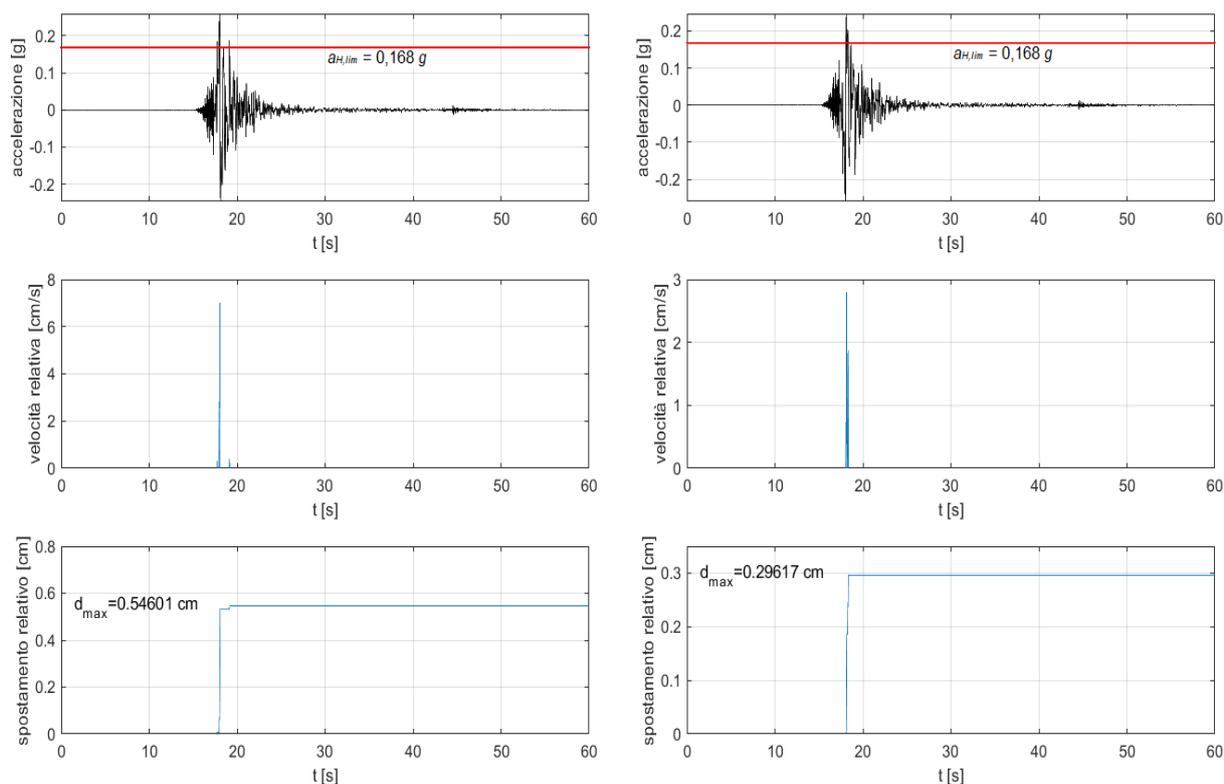


FIGURA 5.10 - ANALISI CON IL METODO DI NEWMARK (IV.T0819..HNE.D.IT-2012-0010)

La domanda sismica, in definitiva, risulta dalla media dei valori di spostamento permanente calcolati dalle sette analisi; la capacità sismica, invece, è identificata dallo spostamento massimo (u_{max}) accettabile per il muro, in proporzione al danno prodotto dal terremoto. In tal caso, scegliendo di fare riferimento alle linee guida PIANC (2001) date in funzione del rapporto percentuale u_{max}/H , si ottiene quanto segue:

TABELLA 5.8 - SPOSTAMENTI PERMANENTI DALL'APPLICAZIONE DELLE STORIE TEMPORALI DI ACCELERAZIONE SUL MURO A GRAVITÀ (CONFIGURAZIONE 1) E VERIFICA DI RESISTENZA SISMICA

Registrazione	Spostamento relativo massimo [cm]
IV.T0811..HNN.D.IT-2012-0011	0,31461
IT.CRP.00.HNN.D.IT-2012-0010	0,28693
IT.BOJ.00.HGN.D.IT-2013-0019	0,29337
IT.MRN.00.HNE.D.IT-2012-0008	0,51904
IT.SAN0.00.HNE.D.IT-2012-0011	0,40388
IV.T0824..HNN.D.IT-2012-0011	0,25069
IV.T0819..HNE.D.IT-2012-0010	0,54601
Spostamento relativo (permanente) medio: 0,37350 cm	

LIVELLO DI DANNO	u/H [%]	CAPACITÀ SISMICA u_{max} ($H = 3,5$ m) 52,5 mm
I <i>Ammissibile/Insignificante</i>	< 1,5	DOMANDA SISMICA u_{medio} 3,74 mm
II <i>Moderato/Severo (Riparabile)</i>	1,5 ÷ 5	VERIFICA: $u_{medio} \leq u_{max}$ soddisfatta
III <i>Prossimo al collasso</i>	5 ÷ 10	
IV <i>Collasso</i>	> 10	

PIANC (2001)

La verifica prestazionale del muro esaminato con il “displacement-based approach” è largamente soddisfatta nello stato limite di danno significativo (SD).

Confrontando l'esito di quest'analisi con quello della verifica di scorrimento condotta con il metodo pseudo-statico, ci si accorge che i risultati differiscono decisamente (nel “force-based approach” è persino necessario incrementare la larghezza della fondazione). L'impiego di un metodo di valutazione diretta degli spostamenti sismici dell'opera dovrebbe fornire una stima più accurata della risposta, nonostante le semplificazioni comunque presenti. L'integrazione del moto sismico nel tempo, implicitamente, tiene conto di aspetti, come il contenuto in frequenza delle forme d'onda, l'intensità e la durata dello scuotimento, l'ampiezza dell'accelerazione limite, che all'interno di un'analisi con le forze non possono essere completamente considerati; per tale ragione, è presumibile che l'approccio pseudo-statico possa dimostrarsi maggiormente restrittivo, giacché “limitato” a un confronto tra sole forze (la verifica è molto meno onerosa dal punto di vista computazionale).

5.2 CONFIGURAZIONE PROGETTUALE 2

5.2.1 SITUAZIONE DI PROGETTO PERSISTENTE/TRANSITORIA

Nella circostanza illustrata in Figura 5.2 il muro a gravità è soggetto alle ulteriori azioni provenienti dalle spinte idrauliche. La configurazione dei livelli di falda è tale da instaurare nel terrapieno (a monte) dei moti di filtrazione dell'acqua diretti verso il basso; il gradiente idraulico (i), definito dalla suddetta geometria, è dato da:

$$i = \frac{\Delta h}{L_{dr}} \quad (5.18)$$

dove:

- Δh è la differenza di quota piezometrica tra i due livelli, pari a 1,5 m;
- L_{dr} indica la lunghezza del minimo percorso di drenaggio dell'acqua; il suo valore, in questo caso, non può determinarsi preventivamente, poiché funzione della base di progetto [$L_{dr} = (H - \Delta h) + B + D = 2\text{ m} + B + 0,5\text{ m}$].

Posto che i non deve mai risultare maggiore del gradiente idraulico critico $i_c = \gamma'_s / \gamma_w$ ($i_c = 0,7$), le pressioni idrauliche $u(z)$ sono calcolate con la seguente equazione:

$$u = (\gamma_w \pm i\gamma_w) \cdot z = \gamma_w z \cdot (1 \pm i) \quad (5.19)$$

in cui, il segno “ \pm ” distingue il senso della filtrazione (“meno” se verso il basso). Il peso dell'unità del volume d'acqua (γ_w) è assunto uguale a 10 KN/m³.

Le pressioni attive efficaci del terreno (p'_a) si ricavano dalla Formula (5.2), sostituendovi u appena scritta; nella Figura 5.11 si rappresentano (qualitativamente) tutte le componenti risultanti sul muro a gravità.

I valori di progetto degli angoli di attrito e , conseguentemente, del coefficiente di spinta attiva sono analoghi a quelli della prima configurazione (§ 5.1.1). Pertanto, dall'integrazione in z delle varie distribuzioni tensionali derivano sia le spinte di progetto del terreno che dell'acqua; in ciascuna combinazione e stato limite esaminato devono applicarsi i relativi fattori sfavorevoli ($\gamma_{G,unf}$ e $\gamma_{G,w,unf}$) di Tabella 5.2 e Tabella 5.3.

Nel caso specifico, inoltre, per la porzione di suolo interessata dalla falda, i valori delle risultanti orizzontali $P_{AH2.2,d}$, $U_{2,d}$ e delle sottospinte $U_{3.1,d}$, $U_{3.2,d}$ di Figura 5.11 sono dipendenti da B , a causa della presenza del gradiente i nelle corrispondenti espressioni. Si rimanda al § A.2.1 in Appendice A per i calcoli di dettaglio.

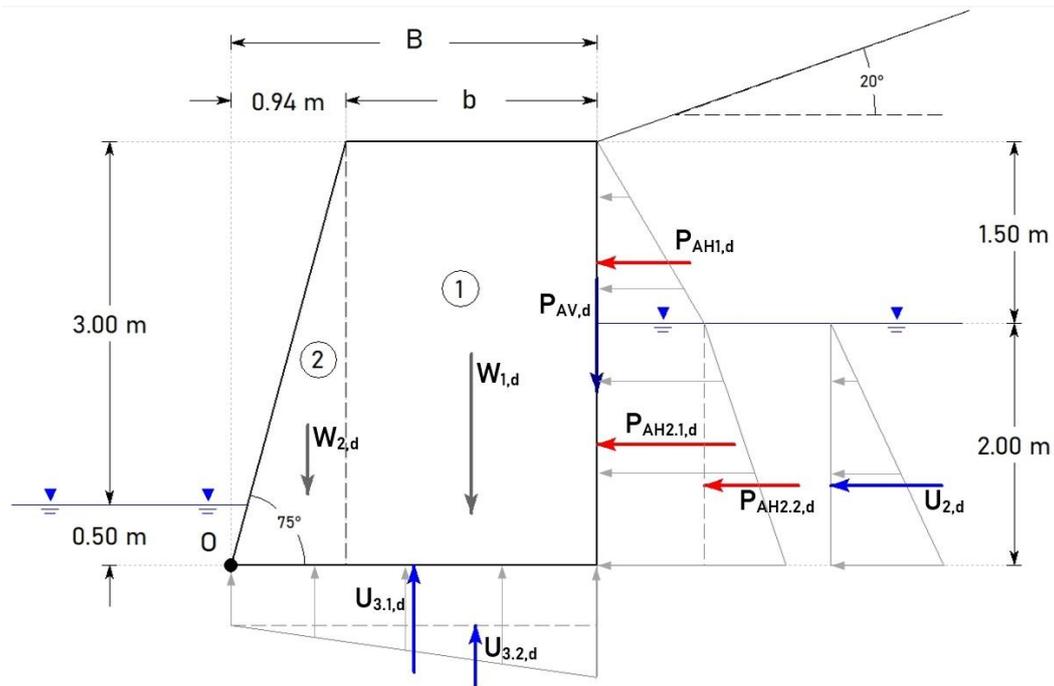


FIGURA 5.11 - FORZE AGENTI NELLA CONFIGURAZIONE DI PROGETTO 2 DEL MURO A GRAVITÀ

È opportuno precisare che le verifiche di SLU sono condotte ancora in condizioni drenate, ipotizzando (in assenza di ulteriori dati) che il terreno in questione possieda una sufficiente conducibilità idraulica. Quindi, per il calcolo delle resistenze di progetto valgono esattamente le medesime formule (da (5.4) a (5.9)) descritte in precedenza.

I risultati finali della progettazione nelle singole analisi vengono qui di seguito elencati.

 TABELLA 5.9 - BASI MINIME DI PROGETTO $B_{min,d}$ [m] DEL MURO A GRAVITÀ (CONFIGURAZIONE 2)

APPROCCIO			MFA			RFA		DC2	
COMBINAZIONE			(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(a)	(b)
S L U	CAPACITÀ PORTANTE	W favorevole	2,644	3,388	4,025	2,979	4,178		
		W sfavorevole	2,403	3,388	4,162	2,883			
	SCORRIMENTO		1,857	2,147	2,752	2,021	/		
	RIBALTAMENTO								
<i>Larghezza operativa minima</i>			3,39	4,17	2,98	4,18			

Rispetto a quanto riscontrato nella configurazione senza la falda, valutare alternativamente l'effetto del peso sulla resistenza portante dà, questa volta, esiti diversi nelle combinazioni. Sia in (a) che in (d), per esempio, la peggiore situazione risulta da W favorevole, viceversa, la combinazione (c) è più gravosa assumendo il contrario (non c'è più univocità).

Ciò conferma (come già ribadito) che i risultati di ogni combinazione sono legati alla specificità dei casi e al modo in cui le relative forze o proprietà interagiscono sulla base dei fattori parziali applicati; in linea di principio, si può comunque osservare che nella progettazione l'uso della combinazione (c) del Material Factor Approach si rivela essere una scelta certamente cautelativa, al contrario, ad esempio, della (d).

Nel caso in esame, la minima base di progetto si deduce dalla combinazione (e) dell'approccio con coefficienti sulla resistenza (e sugli effetti delle azioni), benché la differenza rispetto al valore conseguente dalla (c) non sia significativa.

Infine, vale la pena fare delle considerazioni sul valore di $B_{min,d}$ così ottenuto. Una larghezza della base di (almeno) 4,18 metri, se rapportata all'altezza del muro ($H = 3,5\text{ m}$), non risulta essere ottimale dal punto di vista operativo; facendo riferimento alle usuali proporzioni geometriche indicate nella Figura 4.1(a), si nota, infatti, come le fondazioni dei muri a gravità abbiano dimensioni tipicamente inferiori alle altezze (essendo opere poco snelle che impiegano quantità considerevoli di materiale nella costruzione).

Davanti a un problema di questo tipo, perciò, è di norma preferibile intervenire sulle condizioni della falda, a monte della progettazione, andando a predisporre degli adeguati sistemi di drenaggio dell'acqua, al fine di eliminare, o comunque mitigare, gli effetti avversi delle pressioni idrauliche sulla struttura e consentirne un appropriato dimensionamento.

Poiché i suddetti aspetti non rientrano nelle finalità del presente lavoro, il valore di base calcolato si manterrà tale, malgrado le osservazioni condotte.

5.2.2 SITUAZIONE DI PROGETTO SISMICA

Nelle seguenti analisi sismiche restano valide tutte le assunzioni precedentemente considerate per la configurazione in assenza di falda; anche in tal caso, le verifiche di SLU prevedono fattori parziali unitari sulle forze e sulle proprietà. Il valore di B del muro è pari a 4,18 m.

Per quanto riguarda il calcolo delle spinte totali in condizioni sismiche con l'acqua, è opportuno riportare l'attenzione sulla Formula (5.13) per la determinazione dell'angolo θ_{eq} . La relazione si ritiene applicabile nell'ipotesi che le pressioni interstiziali non risentano di effetti idrodinamici da parte del sisma; tipicamente, tale condizione non è configurabile se la permeabilità dei terreni è al disotto dei $5 \cdot 10^{-3}\text{ m/s}$ (valori superiori a quest'ordine di grandezza caratterizzano le ghiaie). Visto che il suolo in questione è un limo sabbioso, la suddetta ipotesi può, pertanto, considerarsi valida.

Emerge, inoltre, un'ulteriore particolarità sulla quale vale la pena soffermarsi. In presenza di un livello di falda non coincidente con la quota del piano campagna, il valore di θ_{eq} non si rivela più costante con la profondità e, ovviamente, neppure il coefficiente di spinta attiva K_{AE} .

Ne consegue che, al disotto della quota di falda, la distribuzione delle spinte attive dalla Formula (5.10) risulterà essere non lineare.

Allo scopo di chiarire quanto appena riportato, vengono illustrati con dei grafici gli andamenti in funzione di z del coefficiente K_{AE} e delle componenti di spinta del terreno e dell'acqua a ridosso del muro, assumendo il valore del coefficiente sismico α_H derivante dal sito di Torino. Come ulteriore approfondimento, si sono esaminate, poi, altre casistiche caratterizzate dal differente posizionamento della falda nel suolo; i risultati sono visionabili nel paragrafo dedicato in Appendice (§ A.2.2).

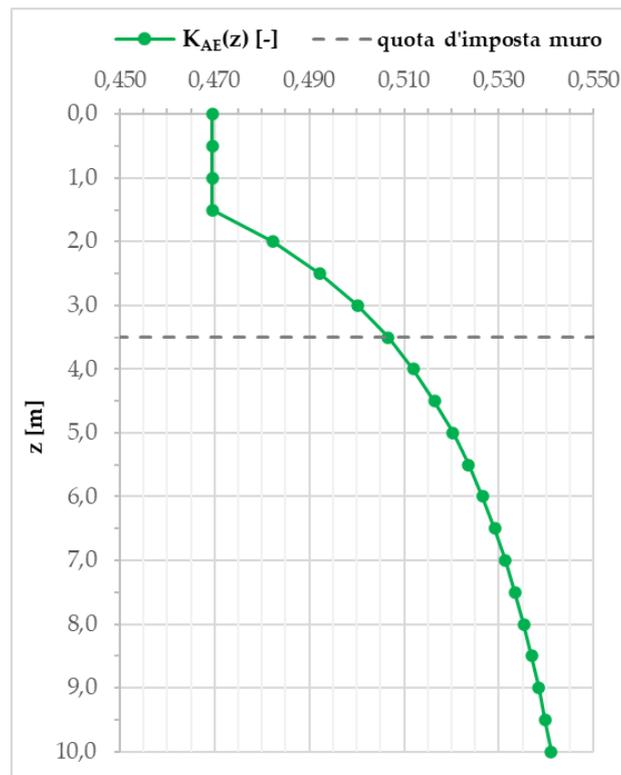


FIGURA 5.12 - VALORI DEL COEFFICIENTE DI SPINTA ATTIVA IN CONDIZIONI SISMICHE ($\alpha_H = 0,057$) NEL CASO DI FALDA A 1,5 m DAL PIANO CAMPAGNA CON FILTRAZIONE DIRETTA VERSO IL BASSO

Si osserva, per l'appunto, che dopo l'iniziale tratto costante fino a 1,5 m, dove non c'è acqua (qui l'inclinazione delle forze di massa è data da $\theta_{eq} = \arctan(\alpha_H)$), i valori di K_{AE} incrementano all'aumentare della profondità, perdendo il carattere di linearità. Lo stesso varrà, pertanto, nei confronti della distribuzione tensionale del terreno.

Va, tuttavia, sottolineato che per z progressivamente crescenti l'andamento tende a stabilirsi su un valore asintotico, sebbene si tratti di profondità che non influenzano la determinazione delle spinte attive sull'opera.

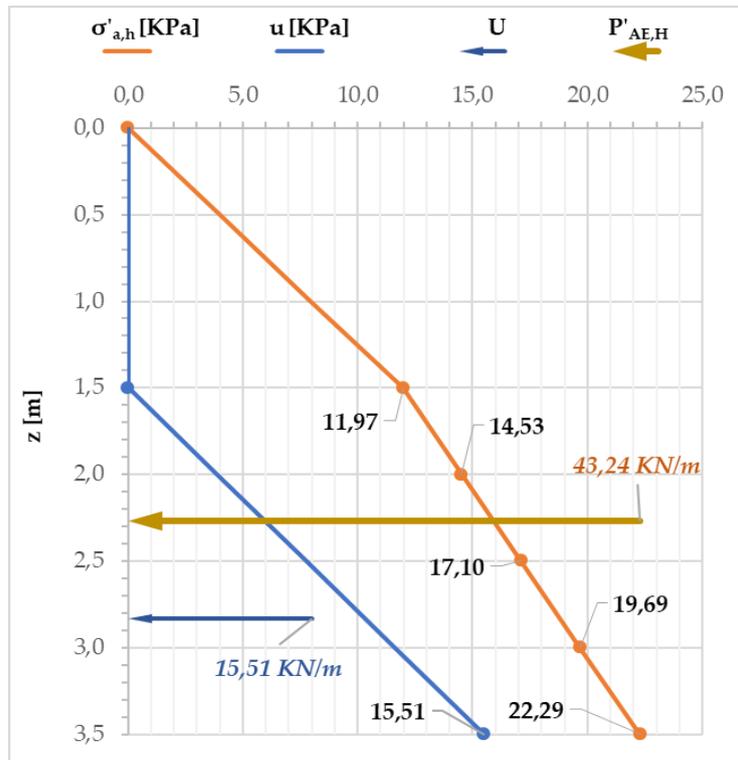


FIGURA 5.13 - RAPPRESENTAZIONE DELLE PRESSIONI IDRAULICHE E DELLE SPINTE ATTIVE SISMICHE ($\alpha_H = 0,057$) SUL MURO CON FALDA A 1,5 m DAL PIANO CAMPAGNA E FILTRAZIONE VERSO IL BASSO

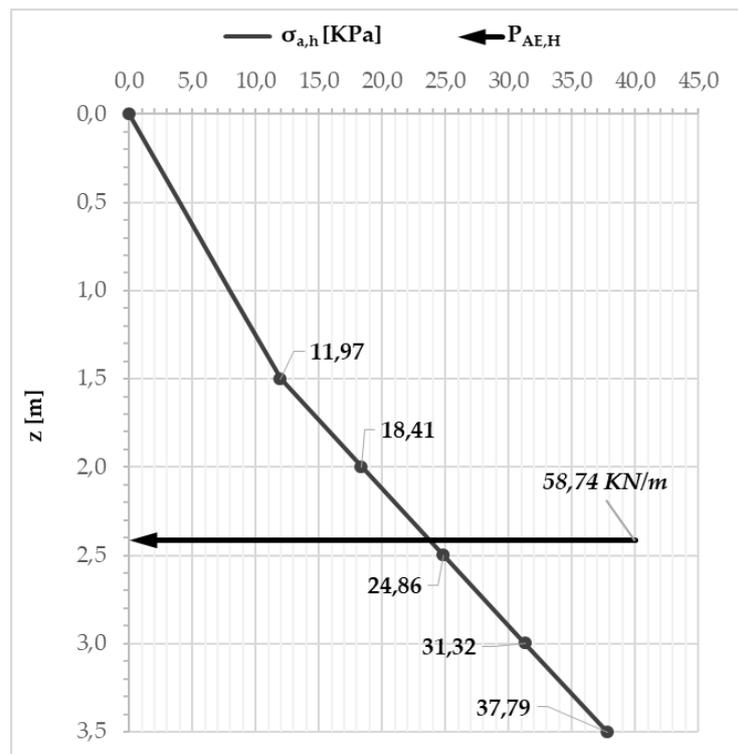


FIGURA 5.14 - RAPPRESENTAZIONE DELLE SPINTE ATTIVE TOTALI SISMICHE ($\alpha_H = 0,057$) SUL MURO CON FALDA A 1,5 m DAL PIANO CAMPAGNA E FILTRAZIONE VERSO IL BASSO

5.2.2.1 Ubicazione in TORINO

Il coefficiente orizzontale sismico di progetto è $\alpha_H = 0,057$ (vedi di nuovo Tabella 5.5).

Riguardo al coefficiente sismico critico (α_C), è conveniente anticipare che nella presente configurazione non risulterà possibile definirlo per nessuno degli stati limite ultimi dell'opera; il motivo sta nuovamente nell'impossibilità di calcolare K_{AE} oltre il limite imposto sull'angolo θ_{eq} . Pertanto, nell'approccio basato su forze, le verifiche sismiche verranno normalmente effettuate in accordo con la Formula (4.7) generale.

➤ “Force-based approach”

Per una base B di 4,18 metri, il gradiente idraulico (i_d) è uguale a 0,225.

Il peso proprio di progetto W_d è di 311,73 KN/m , dunque, l'azione inerziale orizzontale di progetto vale 17,7 KN/m ($W_{H,d} = \alpha_H \cdot W_d$).

La spinta attiva orizzontale (efficace) del terreno si ricava sommando le componenti risultanti dalle aree elementari della distribuzione rappresentata in Figura 5.13; in maniera analoga, viene ottenuta anche l'azione idraulica laterale $U_{2,d}$ (vedi nel particolare il “Caso 5” del § A.2.2). Pertanto, alla fine si ha:

$\theta_{eq} (z = H = 3,5 \text{ m}) [^\circ]$	4,4	$\varphi' - \beta_{sl} = 10^\circ \geq \theta_{eq}$	
$\psi_A [\text{rad}]$	-0,1479	$K_{AE} (z = H = 3,5 \text{ m}) [-]$	0,5066
$P'_{AE,H,d} [\text{KN/m}]$	43,24	$P'_{AE,V,d} = P'_{AE,H,d} \cdot \tan \delta_d [\text{KN/m}]$	15,74

$P'_{AE,H,d}$ si applica a 1,23 metri dal piano d'appoggio del muro.

La sottospinta idraulica (U_d), invece, è data dalla somma di $U_{3,1,d}$ e $U_{3,2,d}$ con riferimento alla Figura 5.11; ciascuna componente si calcola a partire dai valori di pressione (u) agli estremi della fondazione. In definitiva, $U_d = 45,21 \text{ KN/m}$.

▪ Scorrimento

I valori di progetto del taglio orizzontale e dello sforzo normale totale agenti alla base sono:

$$V_{Ed} = W_{H,d} + P'_{AE,H,d} + U_{2,d} = 17,73 + 43,24 + 15,51 = 76,48 \text{ KN/m}$$

$$N_{Ed} = W_d + P'_{AE,V,d} = 311,73 + 15,74 = 327,47 \text{ KN/m}$$

La resistenza allo scorrimento (F_{Rd}) mobilitata sulla superficie di posa risulta:

$$F_{Rd} = (N_{Ed} - U_d) \cdot \tan \delta_{B,d} = (327,47 - 45,21) \cdot \tan 30^\circ = 162,96 \text{ KN/m} \leq V_{Ed}$$

La verifica è così soddisfatta.

▪ **Capacità portante**

La verifica di capacità portante è condotta in condizioni drenate, ipotizzando che gli incrementi indotti nelle sovrappressioni interstiziali dall'azione sismica siano contenuti. È peraltro lecito trascurare l'effetto dell'inerzia nel terreno di fondazione:

α_H (con $\chi_H = 1$)	<	$0,5 \cdot V_{Ed} / N'_{Ed}$
0,085		0,135

L'eccentricità di progetto vale:

$$e_{B,d} = \frac{B}{2} - \frac{M_{stb,d}^{(O)} - M_{dst,d}^{(O)}}{N'_{Ed}} = \frac{4,18}{2} + \frac{311,73 \cdot 2,3146 - (17,73 \cdot 1,676 + 15,51 \cdot 0,67 + 45,21 \cdot 2,392 + 43,24 \cdot 1,232 - 15,74 \cdot 4,18)}{282,26} = 0,015 \text{ m}$$

La resistenza portante, invece, è:

$$R_{Nd} = B'_d \left(\frac{1}{2} \gamma'_s \cdot B'_d \cdot N_{\gamma,d} \cdot i_{\gamma,d} + q' \cdot N_{q,d} \cdot i_{q,d} \right) = 4,151 \left(\frac{1}{2} \cdot 7 \cdot 4,151 \cdot 22,4 \cdot 0,3875 + 3,5 \cdot 18,4 \cdot 0,532 \right) = 665,6 \text{ KN/m}$$

E poiché lo sforzo normale di progetto agente alla base ($N'_{Ed} = N_{Ed} - U_d$) risulta inferiore, la verifica è soddisfatta.

N'_{Ed} [KN/m]	≤	R_{Nd} [KN/m]
282,26		665,6

▪ **Ribaltamento**

I momenti, stabilizzante e destabilizzante, di progetto valgono:

$$M_{stb,d} = M_{W,d} = 721,5 \text{ KNm/m}$$

$$M_{dst,d} = M_{W_H,d} + M_{U_2,d} + M_{U,d} + M_{AE,d} = 29,7 + 10,4 + 108,15 + (53,3 - 65,8) = 135,7 \text{ KNm/m}$$

Quindi, come già presumibile dall'esito di capacità portante, il ribaltamento è verificato.

Anche per la configurazione con la falda, si evince che la progettazione del muro in Torino è governata dal soddisfacimento delle verifiche statiche. Sebbene il livello di sismicità in situ risulti modesto, è evidente come sia l'elevata forza di peso proprio, in virtù dell'impiego di una base altrettanto ampia, a offrire una resistenza considerevole nelle analisi sismiche sviluppate.

5.2.2.2 Ubicazione in PALERMO

Scegliendo di collocare il muro nel sito di Palermo, non risulta possibile portare a termine le verifiche sismiche né mediante l'approccio basato sulle forze né con il metodo basato sugli spostamenti. In questa particolare situazione, le analisi mettono in luce che la presenza delle spinte idrauliche, accostata all'ampiezza dell'azione sismica prevista, compromette la stabilità globale nel pendio a priori.

Nelle condizioni medesime di falda, proprietà del suolo e configurazione geometrica del terrapieno, il valore di α_H (0,173) produce, di fatto, degli effetti inerziali per i quali l'inclinazione θ_{eq} della risultante delle forze di massa eccede il limite posto a validità della Formula (5.11), perché possa sussistere la resistenza complessiva del terreno.

La suddetta criticità, dalla prescrizione dell'Eurocodice 8, non risulta sormontabile, a meno che non si varino le caratteristiche geometriche del pendio oppure si operi mediante tecniche di rinforzo delle terre (per incrementare φ'). Pertanto, al fine di disporre di un riscontro analitico anche sul caso di Palermo, si è optato per lo studio di una nuova configurazione progettuale (3) del muro a gravità, riducendo di 10° la pendenza del suolo sostenuto.

5.2.2.3 Configurazione progettuale 3

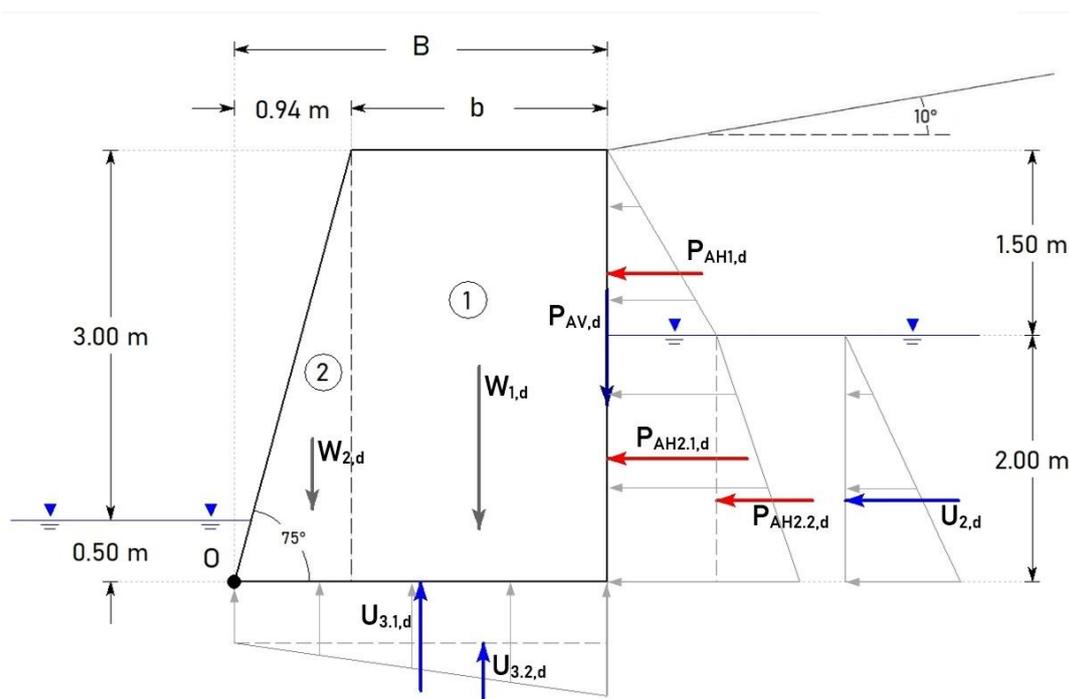


FIGURA 5.15 - MURO A GRAVITÀ: CONFIGURAZIONE PROGETTUALE 3

L'inclinazione β_{sl} è l'unico parametro della Tabella 5.1 a variare; come si può vedere dalla figura sopra, il valore considerato adesso è pari a 10° .

È necessario ridimensionare il muro in campo statico, per poi, conseguentemente, effettuare le verifiche sismiche. In tale circostanza, risulteranno diversi i valori del coefficiente di spinta attiva $K_{ay,d}^{(h)}$ funzione dell'angolo di resistenza al taglio, ma pure della pendenza del suolo; dalla Figura 5.4 si ritrova che:

COMBINAZIONI	(a) , (d) , (e)	(b) , (c)
$K_{ay,d}^{(h)}$ [-]	0,34	0,41

Il resto dei calcoli statici si svolge con modalità uguali a quelle precedenti. Nella tabella seguente, quindi, vengono riportati i risultati delle basi $B_{min,d}$ ottenute dall'analisi dei singoli stati limite ultimi in ognuna delle combinazioni per i fattori parziali.

TABELLA 5.10 - BASI MINIME DI PROGETTO $B_{min,d}$ [m] DEL MURO A GRAVITÀ (CONFIGURAZIONE 3)

APPROCCIO			MFA			RFA		DC2	
COMBINAZIONE			(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(a)	(b)
S L U	CAPACITÀ PORTANTE	W favorevole	2,451	3,042	3,568	2,765	3,954		
		W sfavorevole	2,231	3,042	3,809	2,704			
	SCORRIMENTO		1,710	1,859	2,354	1,855	/		
	RIBALTAMENTO								
<i>Larghezza operativa minima</i>			3,05	3,81	3,81	2,77	3,96		

Con un'inclinazione inferiore del terreno le spinte di progetto sono minori e i valori delle basi lievemente più bassi in confronto a quelli di Tabella 5.9; i risultati, dal punto di vista delle combinazioni, sono però equivalenti. Si può notare che, di nuovo, la capacità portante è il meccanismo predominante (sempre) e che la combinazione (e) si rivela la più gravosa, con una differenza, stavolta, maggiormente evidente rispetto alla (c).

A questo punto, assumendo $B = 3,96$ m, viene verificata la stabilità del muro nelle condizioni sismiche locali di Torino e Palermo.

➤ “Force-based approach”

Il peso proprio strutturale è pari a 293,25 kN/m; le forze di inerzia, invece, risultano:

	TORINO	PALERMO
$\alpha_{H,d}$ [-]	0,057	0,173
$W_{H,d}$ [kN/m]	16,68	50,71

Si riportano di seguito gli andamenti delle spinte nei due casi.

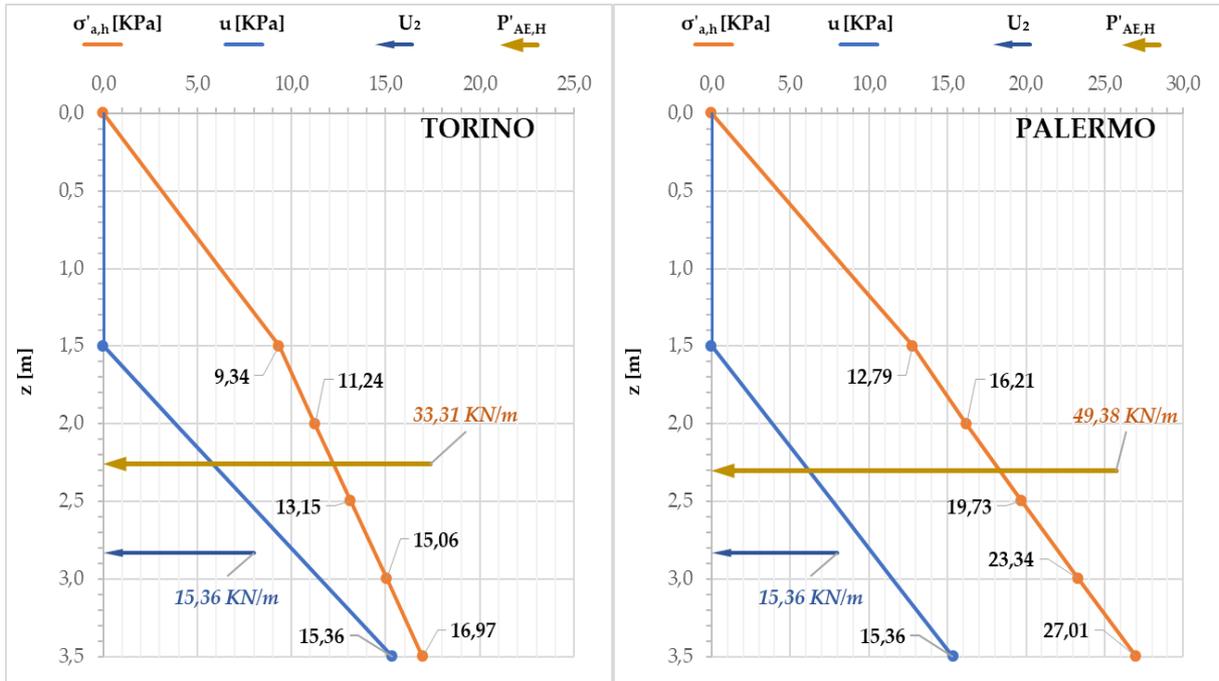


FIGURA 5.16 - RAPPRESENTAZIONE DELLE PRESSIONI IDRAULICHE E DELLE SPINTE ATTIVE SISMICHE SUL MURO (CONFIGURAZIONE 3) IN TORINO E PALERMO

Il gradiente i_d vale 0,232 e le risultanti idrauliche laterali sono ovviamente uguali in entrambi i siti ($U_{2,d} = 15,36 \text{ KN/m}$), come pure le sottospinte alla base ($U_d = 42,6 \text{ KN/m}$). Per quanto concerne le componenti della spinta attiva efficace, sulla base dei valori di figura, si ha:

	TORINO	PALERMO
$P'_{AE,H,d}$ [KN/m]	33,31	49,38
$d_{PAE,H}$ [m]	1,24	1,20
$P'_{AE,V,d}$ [KN/m]	12,12	17,97

▪ Verifiche in TORINO

TABELLA 5.11 - VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO SD PER LA SITUAZIONE DI PROGETTO SISMICA DEL MURO A GRAVITÀ (CONFIGURAZIONE 3) IN TORINO

SCORRIMENTO		CAPACITÀ PORTANTE		RIBALTAMENTO	
V_{Ed} [KN/m]	65,35	$e_{B,d}$ [m]	0,007	$M_{dst,d}$ [KNm/m]	127,76
N'_{Ed} [KN/m]	262,77	B' [m]	3,947	$M_{stb,d}$ [KNm/m]	646,31
F_{Rd} [KN/m]	151,71	R_{Nd} [KN/m]	661,48		
VERIFICA: $\alpha_H = 0,057 \leq \alpha_c$					
α_c	0,248	α_c	0,165	α_c	N.D.
-> soddisfatta		-> soddisfatta		$M_{dst,d} \leq M_{stb,d}$ -> soddisfatta	

Per una base di 3,96 metri le verifiche sismiche risultano tutte soddisfatte.

▪ **Verifiche in PALERMO**

TABELLA 5.12 - VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO SD PER LA SITUAZIONE DI PROGETTO SISMICA DEL MURO A GRAVITÀ (CONFIGURAZIONE 3) IN PALERMO

SCORRIMENTO		RIBALTAMENTO	
V_{Ed} [KN/m]	115,44	$M_{dst,d}$ [KNm/m]	179,22
N'_{Ed} [KN/m]	268,62	$M_{stb,d}$ [KNm/m]	646,31
F_{Rd} [KN/m]	155,09		
VERIFICA: $\alpha_H = 0,173 \leq \alpha_c$			
α_c 0,248		α_c N.D.	
-> soddisfatta		$M_{dst,d} \leq M_{stb,d}$ -> soddisfatta	

Nel caso di Palermo, le verifiche inerenti a scorrimento sul piano di posa e ribaltamento restano invariate e ugualmente soddisfatte. Per il calcolo della resistenza portante, invece, non è più possibile trascurare l'inerzia nel terreno sotto la fondazione, in quanto non si dimostra valida la condizione della Formula (5.15) [$\alpha_H(\chi_H = 1) = 0,259 \not\leq 0,215$]; pertanto, in tal caso, la procedura differisce da quella statica (EC7-3) sino ad ora applicata.

L'Eurocodice 8 nella Parte 5 (*Annex E, prEN 1998-5:Draft October 2021*) prescrive l'utilizzo del metodo di verifica qui illustrato:

$$\frac{(1 - e\bar{F})^{c_T} (\beta\bar{V})^{c_T}}{(\bar{N})^a \left[(1 - e\bar{F}^k)^{k'} - \bar{N} \right]^b} + \frac{(1 - f\bar{F})^{c_M} (\gamma\bar{M})^{c_M}}{(\bar{N})^c \left[(1 - m\bar{F}^k)^{k'} - \bar{N} \right]^d} - 1 \leq 0 \quad (5.20)$$

dove:

$$\bullet \quad \bar{N} = \frac{N_{Ed}}{N_{max}} ; \quad \bar{V} = \frac{V_{Ed}}{N_{max}} ; \quad \bar{M} = \frac{M_{Ed}}{B \cdot N_{max}} \quad (5.21)$$

sono le azioni di progetto risultanti alla base del muro, normalizzate rispetto alla capacità portante N_{max} nella condizione di carico centrato; per \bar{N} deve aversi: $0 < \bar{N} \leq (1 - m\bar{F})^{k'}$;

$$\bullet \quad \bar{F} = \frac{\alpha_H}{\tan \phi'_d} \quad \left[\alpha_H = \alpha_H (\beta_H = 1) \right] \quad (5.22)$$

rappresenta la forza d'inerzia adimensionalizzata, nell'ipotesi di suolo dal comportamento prevalentemente attritivo;

- i rimanenti parametri numerici della formula assumono i valori elencati in Tabella 5.13.

TABELLA 5.13 - VALORI NUMERICI DEI PARAMETRI NELLA VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE SECONDO EC8-5 PER TERRENI ATTRITIVI O GRANULARI

<i>a</i>	0,92	<i>k</i>	1,00
<i>b</i>	1,25	<i>k'</i>	0,39
<i>c</i>	0,92	<i>c_T</i>	1,14
<i>d</i>	1,25	<i>c_M</i>	1,01
<i>e</i>	0,41	<i>c'_M</i>	1,01
<i>f</i>	0,32	<i>B</i>	2,90
<i>m</i>	0,96	<i>γ</i>	2,80

Alla luce della suddetta procedura, si ottiene:

$$N_{\max} = B_d \left(\frac{1}{2} \gamma'_s \cdot B_d \cdot N_{\gamma,d} + q' \cdot N_{q,d} \right) = 3,96 \left(\frac{1}{2} \cdot 7 \cdot 3,96 \cdot 22,4 + 3,5 \cdot 18,4 \right) = 1484,6 \text{ KN/m}$$

\bar{N} [-]	$(1 - m\bar{F})^k$ [-]	\bar{V} [-]	\bar{M} [-]	\bar{F} [-]
0,1809	≤ 0,8762	0,0778	0,0305	0,299

In definitiva, sostituendo i valori dei rispettivi parametri all'interno della formula proposta, il primo termine della disuguaglianza vale 0,768 e, poiché maggiore di zero, la verifica non viene soddisfatta.

Si può osservare che la “distanza” di questo risultato dallo zero è relativamente grande e, infatti, la minima base di progetto che assicura l'equivalenza dei due termini (condizione limite) risulta, così, essere: $B_{\min,d} = 7,78 \text{ m}$; cioè, un valore assolutamente non adoperabile (nella reale progettazione si interverrebbe, come già precisato, a monte sulla falda o, qualora non fosse sufficiente, anche cambiando la tipologia di muro).

A questo punto, se si volessero analizzare i risultati derivanti dall'applicazione della medesima modalità di verifica, provando a non considerare l'inerzia nel terreno portante (vale a dire imporre α_H nullo nella formula), ci si accorgerebbe che la differenza è piuttosto modesta; si calcolerebbe, di fatto, una base minima pari a 7,2 metri. Al contrario, tornando alla procedura del caso statico, in cui gli effetti inerziali vengono (ordinariamente) trascurati, $B_{\min,d}$ risulterebbe larga 4,11 metri.

Su tali evidenze, allora, si può concludere che l'utilizzo del metodo prescritto dall'EN 1998-5 comporta una limitazione significativa per la capacità portante, intrinseca alla procedura stessa di verifica; il calcolo si rivela molto cautelativo, a prescindere dagli effetti sismici potenzialmente indotti nel suolo di fondazione.

➤ “Displacement-based approach”

Applicando l’approccio con gli spostamenti al caso di Palermo, in analogia con la procedura descritta nel § 5.1.2.2, sono considerate le registrazioni temporali di accelerazione sismica selezionate prima, compatibilmente con lo spettro di progetto del sito.

In presenza della falda, è necessario riscrivere l’equazione della Formula (5.17), tenendo conto anche delle spinte idrauliche nell’equilibrio dinamico; pertanto, si ricava che l’accelerazione critica nei confronti dello scorrimento del muro è:

$$a_{H,lim} = \alpha_{H,lim} \cdot g = \left[\frac{(W - U + P_{AE} \cdot \sin \delta) \tan \delta_B - U_2 - P_{AE} \cdot \cos \delta}{W} \right] \cdot g \quad (5.23)$$

E dal conseguente calcolo iterativo, $a_{H,lim}$ risulta uguale a 0,248 g.

I massimi spostamenti relativi del sistema opera-terreno, ottenuti dalle analisi di ciascuno dei sette accelerogrammi applicati (considerando il verso più sfavorevole), seguono in Tabella 5.14 assieme al confronto con la capacità sismica (spostamento massimo accettato).

TABELLA 5.14 - SPOSTAMENTI PERMANENTI DALL’APPLICAZIONE DELLE STORIE TEMPORALI DI ACCELERAZIONE SUL MURO A GRAVITÀ (CONFIGURAZIONE 3) E VERIFICA DI RESISTENZA SISMICA

Registrazione	Spostamento relativo massimo [cm]
IV.T0811..HNN.D.IT-2012-0011	0,0019088
IT.CRP.00.HNN.D.IT-2012-0010	0,0017251
IT.BOJ.00.HGN.D.IT-2013-0019	0,0020404
IT.MRN.00.HNE.D.IT-2012-0008	0,0033032
IT.SAN0.00.HNE.D.IT-2012-0011	0,0033729
IV.T0824..HNN.D.IT-2012-0011	0,0024549
IV.T0819..HNE.D.IT-2012-0010	0,0046738
Spostamento relativo (permanente) medio: 0,00278 cm	

LIVELLO DI DANNO	u/H [%]	CAPACITÀ SISMICA u_{max} ($H = 3,5$ m) 52,5 mm
I <i>Ammissibile/Insignificante</i>	< 1,5	DOMANDA SISMICA u_{medio} 0,03 mm
II <i>Moderato/Severo (Riparabile)</i>	1,5 ÷ 5	VERIFICA: $u_{medio} \leq u_{max}$ soddisfatta
III <i>Prossimo al collasso</i>	5 ÷ 10	
IV <i>Collasso</i>	> 10	

PIANC (2001)

Comparando con i risultati della prima configurazione (cfr. Tabella 5.8), la capacità del sistema, non variando lo stato limite verificato e l’altezza del muro, è la medesima; si nota, invece, che gli spostamenti calcolati sono molto bassi, nonostante le forze addizionali dell’acqua.

Malgrado si tratti di un confronto non proprio rigoroso, perché riguardante due casistiche diverse (qui si è abbassata l'inclinazione del pendio), si può, ad ogni modo, evidenziare qual è l'aspetto condizionante l'analisi. Ebbene, la differenza sostanziale sta nel limite di accelerazione critica, a sua volta, dipendente dal valore di W .

In questa situazione, si parte da una base "statica" di progetto (3,96 m) decisamente più larga rispetto al caso senza falda (circa 1,5 volte); quindi, essendo il peso proprio altrettanto rilevante, si comprende come, anche in presenza delle spinte idrauliche, il contributo di resistenza risulti considerevole. D'altro canto, il maggior valore di $a_{H,lim}$ implica degli spostamenti nel tempo necessariamente inferiori, visto che le storie di accelerazione applicate sono uguali nello stesso sito.

CAPITOLO 6

CASO DI STUDIO 2: ANALISI DI UN MURO A MENSOLA

L'ultimo esempio applicativo riguarda il progetto e la verifica, sia statica che sismica, del muro di sostegno a mensola schematizzato nella figura seguente.

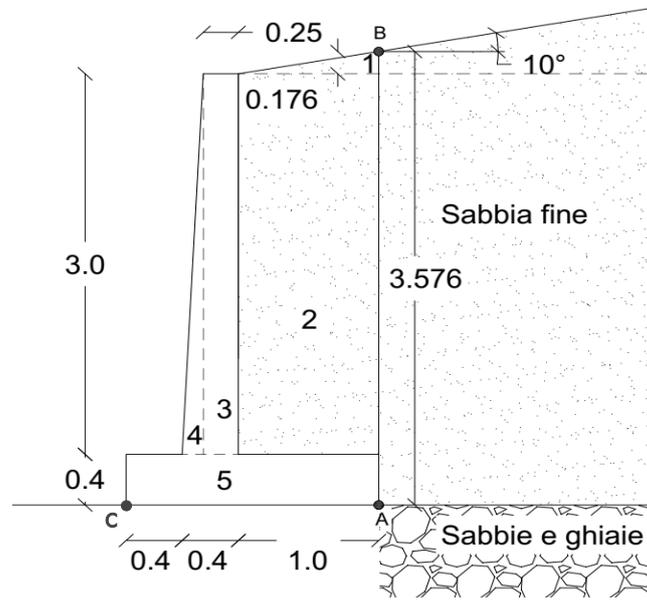


FIGURA 6.1 - SCHEMA DEL MURO A MENSOLA

Nella successiva tabella sono riportate, per esteso, le proprietà geometriche dell'opera.

TABELLA 6.1 - VALORI NOMINALI DEI PARAMETRI GEOMETRICI DEL MURO A MENSOLA SUDDIVISO PER ELEMENTI

Proprietà			Simbolo / Unità di misura	Valore	
ELEMENTO	Base [m]	Altezza [m]	Base complessiva	B [m]	1,80
1	1,0	0,176			
2	1,0	3,0	Altezza complessiva	H [m]	3,576
3	0,25	3,0			
4	0,15	3,0	Inclinazione del pendio	β_{sl} [°]	10
5	1,80	0,40			

Le proprietà dei materiali, invece, vengono indicate nella Tabella 6.2.

TABELLA 6.2 - VALORI CARATTERISTICI E/O RAPPRESENTATIVI DELLE PROPRIETÀ DEI MATERIALI PER IL MURO A MENSOLA

Materiale	Proprietà	Simbolo / Unità di misura	Valore
CALCESTRUZZO	Peso dell'unità di volume	γ_c [KN/m ³]	25
SABBIA FINE	Peso dell'unità di volume	γ_s [KN/m ³]	19
	Angolo di attrito	$\varphi'_{k,(sand)}$ [°]	34
SABBIA E GHIAIA	Peso dell'unità di volume	$\gamma_{s,B}$ [KN/m ³]	19
	Angolo di attrito di picco	$\varphi'_{p,k,(s\&g)}$ [°]	36
	Angolo di attrito allo stato critico	$\varphi'_{cs,k,(s\&g)}$ [°]	32

Anche in questo caso, la tipologia di struttura in esame può ritenersi pertinente alla classe di conseguenza CC2 (“normale”), pertanto, i relativi coefficienti K_M e K_F , applicati ai fattori parziali, saranno entrambi uguali a 1,0 nelle analisi.

6.1 SITUAZIONE DI PROGETTO PERSISTENTE/TRANSITORIA

È necessario calcolare l'azione di peso totale della struttura e la spinta attiva esercitata dal terreno sostenuto.

Per la prima, viene conveniente considerare i singoli elementi in cui è virtualmente suddiviso il muro. I valori caratteristici dei pesi propri e dei relativi momenti (stabilizzanti), associati a un meccanismo di potenziale rotazione dell'opera attorno all'estremo della fondazione (punto C nella Figura 6.1), sono i seguenti:

TABELLA 6.3 - FORZA PESO E MOMENTO STABILIZZANTE CARATTERISTICI DEL MURO A MENSOLA

Elemento	Forza peso [KN/m]	Braccio di leva [m]	Momento [KN/m·m]
1 (suolo)	1,67	1,467	2,45
2 (suolo)	57,00	1,30	74,10
3 (cls)	18,75	0,675	12,66
4 (cls)	5,63	0,50	2,81
5 (cls)	18,00	0,90	16,20
$W_{tot,k}$	101,05		$M^{(C)}_{tot,k}$
			108,22

Mentre, per quanto concerne la spinta attiva del terrapieno, si dovrà fare riferimento alla teoria degli stati di equilibrio limite di Rankine (1857), supponendo nel calcolo che la forza agisca sul paramento virtuale (AB), individuato in corrispondenza della mensola, con un'inclinazione imposta pari a quella dello stesso terrapieno.

Pertanto, in tale situazione, si ha $\delta_k \equiv \beta_{sl} = 10^\circ$; per l'angolo di resistenza al taglio all'interfaccia tra la superficie della base e il piano d'appoggio del muro si assume, invece, che:

$$\frac{\delta_{B,k}}{\varphi'_k} = 1,0 \quad (6.1)$$

Le tensioni (p_a) allo stato limite attivo del terreno si calcolano in questo modo:

$$p_a(z) = K_{ay} \cdot \gamma_s \cdot z \cdot \cos \beta_{sl} \quad (6.2)$$

dove il coefficiente di spinta attiva K_{ay} viene dato dalla seguente relazione:

$$K_{ay} = \frac{\cos \beta_{sl} - \sqrt{\cos^2 \beta_{sl} - \cos^2 \varphi'}}{\cos \beta_{sl} + \sqrt{\cos^2 \beta_{sl} - \cos^2 \varphi'}} \quad (6.3)$$

I valori di progetto dei suddetti parametri devono essere determinati in relazione a ognuna delle combinazioni usate per l'analisi. Per semplicità, ci si potrà ancora riferire alle due tabelle riassuntive dell'esempio precedente (Tabella 5.2, Tabella 5.3), che risultano tornare utili anche nelle verifiche del corrente muro a mensola; tra i fattori parziali dati, l'unico a non essere contemplato, qui, è ovviamente il $\gamma_{G,w,unf}$ dell'acqua.

Quindi, gli angoli di attrito di progetto e i coefficienti di spinta, rispettivamente, valgono:

COMBINAZIONI	(a) , (d) , (e)	(b) , (c)
$\varphi'_{d(sand)} [^\circ]$	34	28,4
$K_{ay,d} [-]$	0,299	0,380
$\delta_d (= \beta_{sl}) [^\circ]$	10	

Noti tali valori, si possono definire le componenti di progetto ($P_{AH,d}$, $P_{AV,d}$) della spinta attiva risultante.

$$P_{A,d} = \gamma_{G,unf} \cdot \frac{1}{2} \cdot (p_a(z=H)) \cdot H = \gamma_{G,unf} \cdot \frac{1}{2} K_{ay,d} \gamma_s H^2 \cdot \cos \beta_{sl} \quad (6.4)$$

$$\Rightarrow P_{AH,d} = P_{A,d} \cdot \cos \beta_{sl} ; P_{AV,d} = P_{A,d} \cdot \sin \beta_{sl}$$

COMBINAZIONE	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)
$P_{AH,d} [\text{KN/m}]$	47,54	44,82	60,51	47,54	35,22
$P_{AV,d} [\text{KN/m}]$	8,38	7,90	10,67	8,38	6,21

Infine, per le azioni di peso proprio, i valori caratteristici prima ricavati corrisponderanno agli stessi valori di progetto di tutte le combinazioni; la sola eccezione riguarderà la verifica di capacità portante relativa al caso di W sfavorevole.

6.1.1 VERIFICHE DI STATO LIMITE ULTIMO

Sulla base di quanto espresso, si riporta una rappresentazione qualitativa delle forze agenti sul muro a mensola.

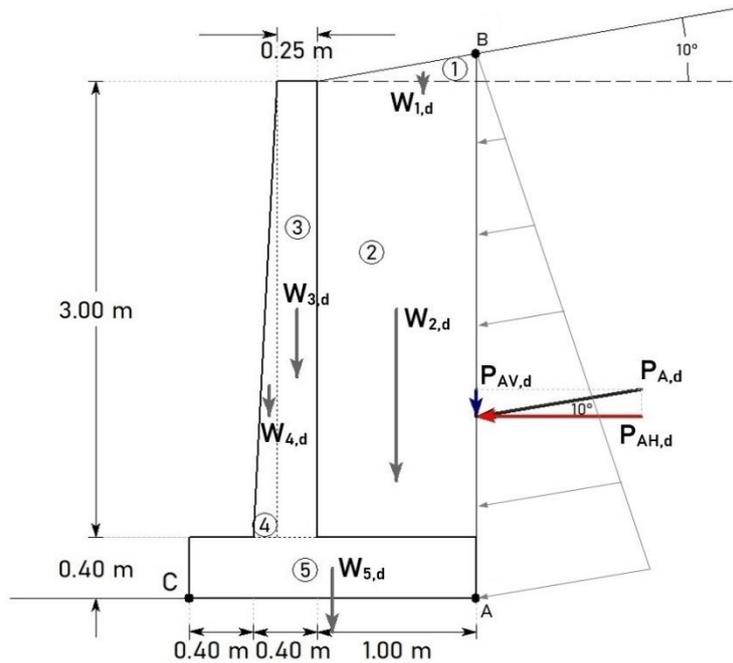


FIGURA 6.2 - FORZE AGENTI SUL MURO A MENSOLA

Le modalità di verifica agli SLU dell'opera sono quelle espresse al § 4.1 (impiegate anche nella precedente applicazione). Seguono i principali risultati ottenuti; per i calcoli integrali, invece, si consulti il § B.1.1 dell'Appendice B.

TABELLA 6.4 - VERIFICA STATICA DI CAPACITÀ PORTANTE PER IL SISTEMA FONDAZIONE-TERRENO DEL MURO A MENSOLA

W favorevole (CASO PEGGIORE)					
COMBINAZIONE	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)
N_d [KN/m]	109,43	108,95	111,72	109,43	144,80
$e_{B,d}$ [m]	0,291	0,267	0,405	0,291	0,440
B' [m]	1,22	1,27	0,99	1,22	0,92
R_{Nd} [KN/m]	143,52	71,40	20,58	102,51	98,08
VERIFICA: $N_d \leq R_{Nd}$	OK	NO	NO	NO	NO
R_{Nd} / N_d	1,31	0,66	0,18	0,94	0,68

La capacità portante non è verificata per nessuno degli approcci (tra le combinazioni (a) e (b) vale quella più gravosa, cioè (b)). Nuovamente, si noti come il rapporto tra resistenza e azione sia notevolmente minore nella (c).

TABELLA 6.5 - VERIFICA STATICA DI SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA DEL MURO A MENSOLA

COMBINAZIONE	(a)	(b)	(c)	(d)
T_d [KN/m]	47,54	44,82	60,51	47,54
$\delta_{B,d}$ [°]	32	26,6	26,6	32
$N_{G,d,fav}$ [KN/m]	109,43	108,95	111,72	109,43
$R_{Td,base}$ [KN/m]	68,38	54,46	55,85	62,16
VERIFICA: $T_d \leq R_{Td,base}$	OK	OK	NO	OK
$R_{Td,base} / T_d$	1,44	1,22	0,92	1,31

Nello stato limite ultimo di scorrimento, l'angolo d'attrito all'interfaccia muro-terreno è definito a partire dalla Formula (6.1), assumendo che la resistenza al taglio nel suolo di fondazione sia quella relativa allo stato critico ($\varphi'_{cs,k}{}^{(s\&g)}$) e non al picco, come, invece, avviene usualmente per la capacità portante (laddove tali informazioni siano disponibili). La verifica di scorrimento dell'opera viene soddisfatta da tutte le combinazioni, con risultati pressoché simili, ad eccezione della (c).

TABELLA 6.6 - VERIFICA STATICA DI RIBALTAMENTO DEL MURO A MENSOLA

DC2	(a)	(b)
$(d_{PAH} = 1,192\text{ m})$ $P_{AH,d}$ [KN/m]	47,54	35,22
$(d_{PAV} = 1,80\text{ m})$ $P_{AV,d}$ [KN/m]	7,14	6,21
$M^{(C)}_{dst,d}$ [KN/m·m]	43,82	30,80
$M^{(C)}_{stb,d}$ [KN/m·m]	108,22	108,22
VERIFICA: $M_{dst,d} \leq M_{stb,d}$	OK	OK
$M_{stb,d} / M_{dst,d}$	2,47	3,51

La verifica di ribaltamento intorno al piede della fondazione risulta largamente soddisfatta. Per questo tipo di meccanismo in particolare, si osservi che la componente verticale di progetto della spinta attiva è determinata applicando il fattore parziale $\gamma_{G,stb}$, in accordo con le considerazioni espresse nel § 2.2.3.3 (ossia valutandone l'effetto stabilizzante).

6.1.2 PROGETTO DELLA BASE MINIMA

Visto che le verifiche di capacità portante non risultano mai soddisfatte, si procede con un nuovo dimensionamento della mensola di fondazione.

Nello specifico, verranno calcolati soltanto i valori di base minima derivanti dalle analisi del suddetto meccanismo di collasso, che, di fatto, essendo quello più influente sulla stabilità dell'opera, necessiterà, altresì, dei valori di progetto maggiori.

L'ampliamento della mensola di fondazione si esegue mantenendo immutata la geometria caratteristica del muro e variando solo la dimensione (b) del tratto sul quale insiste il peso proprio del suolo; si faccia riferimento alla figura sotto.

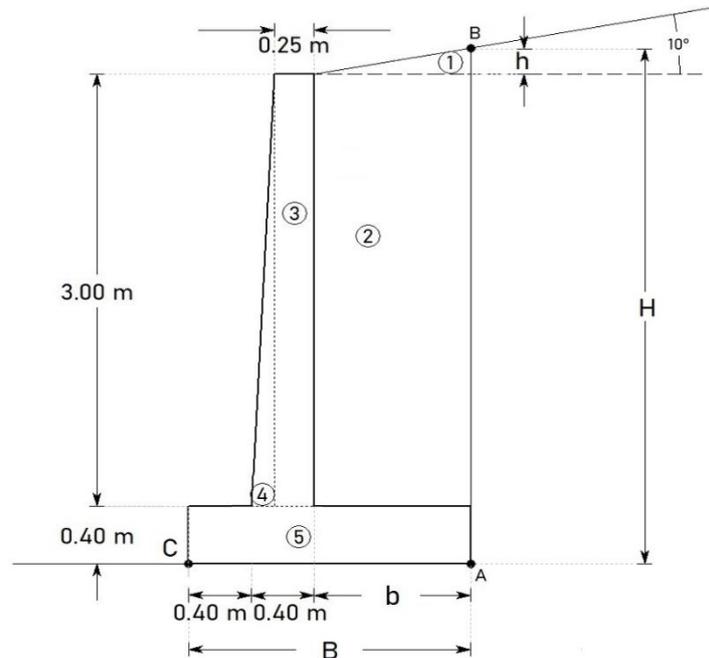


FIGURA 6.3 - SCHEMA DI RIFERIMENTO PER LA RIPROGETTAZIONE DEL MURO A MENSOLA

Il ridimensionamento dell'elemento (5), evidentemente, comporta la variazione dei blocchi (1) e (2). Pertanto, si dovranno calcolare daccapo il peso proprio totale e le spinte di progetto del terrapieno, che risulteranno dipendere dalla larghezza di b , in quanto l'altezza H , a sua volta, ne sarà funzione (vedi tabella in § B.1.2). In definitiva, $B_{min,d} = 0,8 m + b_{min,d}$, così, da ciascuna delle combinazioni si ottengono i seguenti risultati:

TABELLA 6.7 - BASI MINIME DI PROGETTO $B_{min,d}$ [m] DEL MURO A MENSOLA

APPROCCIO		MFA			RFA	
		(a)	(b)	(c)	(d)	(e)
S	CAPACITÀ PORTANTE con W favorevole	1,721	1,967	2,393	1,821	1,968
L						
U						
Larghezza operativa minima		1,97	2,40	1,83	1,97	

Il trend dei valori all'interno degli approcci di verifica si riconferma essere il medesimo (cfr. Tabella 6.4). È ancora la combinazione (c) dell'MFA a definire il risultato maggiormente prudentiale; la (b) e la (e) forniscono esiti simili, mentre la (d) dell'RFA si dimostra essere meno cautelativa.

Si può riscontrare una chiara analogia pure con il caso del muro a gravità in assenza di falda (cfr. Tabella 5.4) e, infatti, la tipologia di forze agenti sull'opera in quella configurazione è la stessa.

6.2 SITUAZIONE DI PROGETTO SISMICA

Le verifiche sismiche sono basate, anche in tal caso, sull'assunzione che il muro a mensola possa subire traslazioni o rotazioni di tipo permanente nel corso di un terremoto; lo stato limite ultimo esaminato è quello di "danno significativo" (SD).

Come detto, l'opera rientra nella classe di conseguenza CC2, dunque, alla luce delle prescrizioni normative riportate nel § 4.2, l'evento sismico di riferimento ha periodo di ritorno pari a 475 anni e il relativo "coefficiente di prestazione" risulta unitario. La base del muro, invece, assume il valore calcolato nella progettazione statica, ovvero 2,4 metri.

Le analisi sismiche confronteranno, quindi, i risultati conseguenti dall'applicazione delle NTC 2018 e degli Eurocodici (EC8-5 in vigore e nuova versione), considerando i due livelli di sismicità dei medesimi precedenti casi.

Esistono delle differenze abbastanza rilevanti tra le norme appena citate, a partire dalla determinazione dell'azione sismica. Nell'Eurocodice vigente (EN 1998:2004) si adotta una metodologia più affine a quella delle norme tecniche italiane, delle quali si è discusso nel § 3.1.3. In entrambe le norme, difatti, l'azione sismica viene descritta attraverso due coefficienti sismici di progetto, uno orizzontale e l'altro verticale, le cui definizioni, pur cambiando nei termini di espressione, restano però concettualmente analoghe. Ciò che realmente fa risultare differenti le analisi, è il modo in cui i fattori parziali (laddove posti non uguali a 1,0) si applicano sui parametri; ad esempio, mentre le NTC 2018 utilizzeranno i γ_R sulle resistenze, l'attuale EC8 prescriverà la fattorizzazione preventiva degli angoli di attrito del terreno.

6.2.1 UBICAZIONE IN TORINO

La determinazione dell'azione sismica di progetto secondo il prEN 1998:2021 può ritrovarsi al § 5.1.2.1.

Nel complesso, la procedura è esattamente equivalente anche per il muro a mensola, se non per le diversità nei valori di altezza dell'opera e di proprietà del suolo, che non influiranno, ad ogni modo, sul relativo β_H risultante (parimenti 1,0); in definitiva, il coefficiente sismico α_H rimane perciò invariato. Si veda la Tabella 6.8.

TABELLA 6.8 - AZIONE SISMICA DI PROGETTO PER IL MURO A MENSOLA IN TORINO CON prEN 1998:2021

PGA attesa al sito (Cat. C)	a_{max} [g]	0,0853
Coefficiente per gli spostamenti del sistema	χ_H [-]	1,5
Proprietà dello strato di suolo sostenuto	H [m]	3,682
	ρ [Kg/m ³]	1936,8
	V_s [m/s]	250
	$G_0 = \rho \cdot V_s^2$ [MPa]	121,05
	G (65% G_0) [MPa]	78,682
Periodo rappresentativo dell'azione sismica	T_B [s]	0,073
	T_C [s]	0,294
	$T_m = T_B + T_C$ [s]	0,367
Coefficiente per la variazione spaziale del moto sismico	$\frac{H}{T_m \sqrt{G/\rho}}$	0,0497
	β_H [-]	1,0
Coefficiente sismico orizzontale di progetto	$\alpha_H = \beta_H / \chi_H \cdot a_{max} / g$ [-]	0,057

Le tabelle seguenti, invece, riassumono la definizione dell'azione sismica di progetto in Torino, sulla base delle disposizioni di NTC 2018 ed EN 1998:2004 (i parametri riportati sono espressi coerentemente con la simbologia utilizzata da ciascuna norma).

TABELLA 6.9 - AZIONE SISMICA DI PROGETTO PER IL MURO A MENSOLA IN TORINO CON NTC 2018

Categoria di Sottosuolo in situ		C	
PGA (Cat. suolo: A; $T_R = 475$ anni)		a_g [g]	0,055
Coefficiente di amplificazione	<i>topografica</i>	S_T [-]	1,00
	<i>stratigrafica</i>	S_S [-]	1,50
PGA attesa al sito		$a_{max} = S_T \cdot S_S \cdot a_g$ [g]	0,0825
<i>Verifica</i>		CAPACITÀ PORTANTE SCORRIMENTO	RIBALTAMENTO
Coefficiente di riduzione	β_s [-]	0,38	0,57
Coefficiente sismico orizzontale di progetto	$k_h = \beta_s \cdot a_{max} / g$ [-]	0,031	0,047
Coefficiente sismico verticale di progetto	$k_v^{\pm} = \pm 0,5 \cdot k_h$ [-]	0,016	0,024

TABELLA 6.10 - AZIONE SISMICA DI PROGETTO PER IL MURO A MENSOLA IN TORINO CON EN 1998:2004

Categoria di Sottosuolo in situ		C
PGA orizzontale (Cat. suolo: A; $T_R = 475$ anni)	a_g [g]	0,055
Coefficiente di amplificazione topografica	S_T [-]	1,00
Fattore di categoria del terreno	S [-]	1,50
Fattore per gli spostamenti dell'opera	r [-]	2,00
PGA verticale (Cat. suolo: A; $T_R = 475$ anni)	a_{vg} [g]	0,017
Coefficiente sismico orizzontale di progetto	$k_h = S/r \cdot a_g/g$ [-]	0,041
Coefficiente sismico verticale di progetto	$k_v^{\pm} = \pm 0,33 \cdot k_h$ [-]	0,014

➤ “Force-based approach”

I valori di progetto di pesi, inerzie e momenti generati risulteranno diversi per ognuno dei coefficienti sismici applicati con le tre normative (l'unica invariante è l'azione gravitazionale puramente statica pari a 143,86 KN/m); peraltro, l'effetto del coefficiente k_v dovrà valutarsi nella condizione più penalizzante tra i due possibili versi d'azione della componente verticale sismica (vedere § B.2.1).

Tale aspetto, evidentemente, si ripercuote anche nel calcolo delle spinte di progetto, per questo motivo, sia con le NTC 2018 che con l'EC8 vigente, si rende necessario l'uso di una formulazione che ne possa effettivamente tenere conto. Il metodo proposto dallo stesso Eurocodice fa riferimento a un'estensione più generale della teoria di Mohr-Coulomb, dove il coefficiente di spinta attiva K_{AE} nella situazione sismica viene ricavato mediante la formula di Mononobe-Okabe (1929):

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi' - \beta - \psi)}{\cos\psi \cdot \cos^2\beta \cdot \cos(\beta + \delta + \psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi') \sin(\varphi' - \beta_{sl} - \psi)}{\cos(\beta + \delta + \psi) \cos(\beta - \beta_{sl})}} \right]^2} \quad (6.5)$$

dove, stavolta, è ψ a esprimere l'obliquità della risultante del campo gravitazionale sismico:

$$\psi = \arctan\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right) \quad (6.6)$$

β , invece, che indica l'inclinazione, rispetto alla verticale, del paramento interno su cui si applicano le spinte, in tal caso, è zero. La spinta attiva risultante è, quindi, calcolata come segue:

$$P_{AE} = \frac{1}{2} \gamma_s (1 \pm k_v) \cdot K_{AE} \cdot H^2 \quad (6.7)$$

e si deduce che il relativo valore di progetto deve essere ottenuto sostituendo nella formulazione di K_{AE} il corrispondente φ'_d . Come già anticipato, l'EC8 in vigore, contrariamente alle altre norme, impone sulla tangente dell'angolo d'attrito un fattore parziale ($\gamma_{\tan\varphi}$) pari a 1,25.

Alla luce di quanto fin qui espresso, si hanno i seguenti risultati:

TABELLA 6.11 - CALCOLO DELLE SPINTE ATTIVE SISMICHE DI PROGETTO SUL MURO A MENSOLA

prEN 1998:2021		EN 1998:2004		NTC 2018	
$\varphi'_d^{(sand)}$ [°]	34	$\gamma_{tan\varphi}$	1,25	Cap. Portante Scorrimento	Ribaltamento
θ_{eq} [°]	3,256	$\varphi'_d^{(sand)}$ [°]	28,4		
$\varphi' - \beta_{sl} = 24^\circ \geq \theta_{eq}$		ψ^+ [°]	2,33	1,77	2,63
ψ_A [rad]	-0,0818	K_{AE^+} [-]	0,4092	0,3156	0,3266
K_{AE} [-]	0,331	P_{AE^+} [kN/m]	53,42	41,29	43,06
$P_{AE,H}$ [KN/m]	42,69	ψ^- [°]	2,39	1,82	2,76
$P_{AE,V}$ [KN/m]	7,53	K_{AE^-} [-]	0,4102	0,3163	0,3283
P_{AE} [KN/m]	43,35	P_{AE^-} [kN/m]	52,12	40,10	41,29

Per il calcolo delle spinte sismiche con il nuovo Eurocodice, chiaramente valgono tutte le formulazioni descritte e utilizzate in precedenza (§ 5.1.2). Nelle altre due norme, invece, l'apice "+" sui parametri identifica la componente sismica agente verso il basso, in maniera concorde al peso; viceversa, se "meno". Si osserva che le spinte ricavate in accordo con l'EN 1998:2004 risultano più elevate, a causa del fattore parziale sulla resistenza al taglio. Nelle altre, dove $\gamma_{tan\varphi}$ è unitario, i valori sono comparabili.

Si può passare, a tal punto, alle verifiche di stato limite ultimo dell'opera.

- Scorrimento

La procedura è analoga nei due Eurocodici e fa riferimento alla Formula (5.14), mentre per le NTC la differenza sta esclusivamente nell'applicazione del fattore parziale γ_R alla resistenza ultima e non sul materiale. Si ottiene:

TABELLA 6.12 - VERIFICA SISMICA DI SCORRIMENTO DEL MURO A MENSOLA IN TORINO

Parametri	prEN 1998:2021		EN 1998:2004		NTC 2018	
	α_c [-]	0,215	Direzione componente verticale sismica			
	α_H [-]	0,057	POSITIVA (↓)	NEGATIVA (↑)	POSITIVA (↓)	NEGATIVA (↑)
V_{Ed} [KN/m]	50,88		58,54	57,26	45,17	44,01
N_{Ed} [KN/m]	151,39		155,10	150,95	153,29	148,57
$\delta_{B,k}$ [°]	32		32		32	
$\gamma_{tan\delta}$	1,0		1,25		$\gamma_R = 1,0$	
F_{Rd} [KN/m]	94,60		77,53	75,46	95,79	92,84
VERIFICA:	$\alpha_H \leq \alpha_c$ soddisfatta		$V_{Ed} \leq F_{Rd}$ soddisfatta soddisfatta		$V_{Ed} \leq F_{Rd}$ soddisfatta soddisfatta	
F_{Rd} / V_{Ed}	1,86		1,32	1,31	2,12	2,11

Dalla tabella si evince che le prescrizioni dell'Eurocodice vigente rendono la verifica di scorrimento alquanto cautelativa, visto l'ulteriore fattore parziale ($\gamma_{\tan\delta} = 1,25$) posto anche sul coefficiente d'attrito all'interfaccia tra fondazione e terreno. La resistenza allo scorrimento risulta comunque soddisfatta, in virtù di un taglio agente relativamente modesto. Differiscono di poco, invece, i risultati calcolati secondo NTC e nuovo EC8.

- Capacità portante

TABELLA 6.13 - VERIFICA SISMICA DI CAPACITÀ PORTANTE PER IL SISTEMA FONDAZIONE-TERRENO DEL MURO A MENSOLA IN TORINO

Parametri	prEN 1998:2021		NTC 2018	
	α_c [-]	0,154	Direzione comp. verticale sismica	
	α_H [-]	0,057	POSITIVA (↓)	NEGATIVA (↑)
N_{Ed} [KN/m]	151,39		153,29	148,57
$e_{B,d}$ [m]	0,207		0,148	0,151
B' [m]	1,987		2,103	2,099
γ_R	1,0		1,2	
R_{Nd} [KN/m]	618,16		681,17	674,11
VERIFICA:	$\alpha_H \leq \alpha_c$ <i>soddisfatta</i>		$R_{Nd} \leq N_{Ed}$ <i>soddisfatta</i> <i>soddisfatta</i>	
R_{Nd} / N_{Ed}	4,08		4,44	4,54

TABELLA 6.14 - VERIFICA SISMICA DI CAPACITÀ PORTANTE (METODO EC8-5) PER IL SISTEMA FONDAZIONE-TERRENO DEL MURO A MENSOLA IN TORINO

Parametri	EN 1998:2004	
	Direzione componente verticale sismica	
	POSITIVA (↓)	NEGATIVA (↑)
\bar{N} [-]	0,1185	0,1253
\bar{V} [-]	0,0447	0,0475
\bar{M} [-]	0,0166	0,0177
\bar{F} [-]	0,095	
VERIFICA:	0,201 <i>non soddisfatta</i>	0,233 <i>non soddisfatta</i>
Base minima di progetto	$B_{min,d}$ [m]	
	2,70	2,75

L'EN 1998:2004 prevede che la verifica di capacità portante sia condotta utilizzando il metodo, già precedentemente descritto, della Formula (5.20), che prende in considerazione sia l'inerzia nel suolo portante sia la combinazione degli effetti delle risultanti in fondazione.

I risultati non verificano la resistenza portante e riconfermano il carattere fortemente cautelativo proprio di quest'approccio, per il quale è, difatti, necessario allargare la mensola di base del muro di ulteriori 0,35 metri sui 2,4 iniziali.

Al contrario, le altre normative nella Tabella 6.13 forniscono esiti positivi, evidenziando altresì un margine di sicurezza abbastanza ampio; si nota che, nonostante il γ_R uguale a 1,2 nelle NTC 2018, i valori sono comunque paragonabili (analogamente a quanto osservato anche con la verifica di scorrimento). I calcoli integrali relativi alla capacità portante sono riportati nel § B.2.1.

- Ribaltamento

TABELLA 6.15 - VERIFICA SISMICA DI RIBALTAMENTO DEL MURO A MENSOLA IN TORINO

Parametri	prEN 1998:2021		EN 1998:2004		NTC 2018	
	α_c [-]	0,389	Direzione componente verticale sismica			
	α_H [-]	0,057	POSITIVA (↓)	NEGATIVA (↑)	POSITIVA (↓)	NEGATIVA (↑)
$M_{dst,d}$ [KNm/m]	47,79		52,07	51,03	45,22	43,82
$M_{stb,d}$ [KNm/m]	198,19		200,89	195,50	202,85	193,53
VERIFICA:	$\alpha_H \leq \alpha_c$ soddisfatta		$M_{dst,d} \leq M_{stb,d}$ soddisfatta		$M_{dst,d} \leq M_{stb,d}$ soddisfatta	
$M_{stb,d} / M_{dst,d}$	4,15		3,86	3,83	4,49	4,42

6.2.1 UBICAZIONE IN PALERMO

Si riportano in tabella le definizioni dei coefficienti sismici di progetto per il sito (Cat. C) di Palermo.

TABELLA 6.16 - AZIONE SISMICA DI PROGETTO PER IL MURO A MENSOLA IN PALERMO CON NTC 2018

Categoria di Sottosuolo in situ			C
PGA (Cat. suolo: A; $T_R = 475$ anni)		a_g [g]	0,177
Coefficiente di amplificazione	topografica	S_T [-]	1,00
	stratigrafica	S_S [-]	1,45
PGA attesa al sito		$a_{max} = S_T \cdot S_S \cdot a_g$ [g]	0,2562
Verifica		CAPACITÀ PORTANTE SCORRIMENTO	RIBALTAMENTO
Coefficiente di riduzione	β_s [-]	0,38	0,57
Coefficiente sismico orizzontale di progetto	$k_h = \beta_s \cdot a_{max} / g$ [-]	0,097	0,146
Coefficiente sismico verticale di progetto	$k_v^{\pm} = \pm 0,5 \cdot k_h$ [-]	0,049	0,073

TABELLA 6.17 - AZIONE SISMICA DI PROGETTO PER IL MURO A MENSOLA IN PALERMO CON prEN 1998:2021

PGA attesa al sito (Cat. C)	a_{max} [g]	0,2594
Coefficiente per gli spostamenti del sistema	χ_H [-]	1,5
Proprietà dello strato di suolo sostenuto	H [m]	3,682
	ρ [Kg/m ³]	1936,8
	V_s [m/s]	250
	$G_0 = \rho \cdot V_s^2$ [MPa]	121,05
	G (50% G_0) [MPa]	60,525
Periodo rappresentativo dell'azione sismica	T_B [s]	0,100
	T_C [s]	0,453
	$T_m = T_B + T_C$ [s]	0,553
Coefficiente per la variazione spaziale del moto sismico	$\frac{H}{T_m \sqrt{G/\rho}}$	0,0377
	β_H [-]	1,0
Coefficiente sismico orizzontale di progetto	$\alpha_H = \beta_H / \chi_H \cdot a_{max} / g$ [-]	0,173

TABELLA 6.18 - AZIONE SISMICA DI PROGETTO PER IL MURO A MENSOLA IN PALERMO CON EN 1998:2004

Categoria di Sottosuolo in situ		C
PGA orizzontale (Cat. suolo: A; $T_R = 475$ anni)	a_g [g]	0,177
Coefficiente di amplificazione topografica	S_T [-]	1,00
Fattore di categoria del terreno	S [-]	1,50
Fattore per gli spostamenti dell'opera	r [-]	2,00
PGA verticale (Cat. suolo: A; $T_R = 475$ anni)	a_{vg} [g]	0,100
Coefficiente sismico orizzontale di progetto	$k_h = S/r \cdot a_g / g$ [-]	0,133
Coefficiente sismico verticale di progetto	$k_v^{\pm} = \pm 0,33 \cdot k_h$ [-]	0,044

Ci si accorge che il coefficiente orizzontale α_H del nuovo EC8 è solitamente maggiore degli altri (essendo anche il solo); quest'aspetto, presumibilmente, "controbilancia" la scelta di applicare fattori parziali dal valore unitario, a dispetto di quanto accade con le altre normative.

➤ "Force-based approach"

Le medesime considerazioni fatte prima per Torino, circa le azioni di progetto, restano valide anche in Palermo. Le procedure di calcolo puntuale delle forze, per tutte e tre le norme, possono essere consultate al § B.2.2 dell'Appendice B inerente al muro a mensola.

- Scorrimento

Gli esiti della verifica sono i seguenti:

TABELLA 6.19 - VERIFICA SISMICA DI SCORRIMENTO DEL MURO A MENSOLA IN PALERMO

Parametri	prEN 1998:2021		EN 1998:2004		NTC 2018	
	α_c [-]	0,215	Direzione componente verticale sismica			
	α_H [-]	0,173	POSITIVA (↓)	NEGATIVA (↑)	POSITIVA (↓)	NEGATIVA (↑)
V_{Ed} [KN/m]	83,24	85,21	81,41	62,39	58,88	
N_{Ed} [KN/m]	154,15	161,82	148,55	159,40	144,77	
$\delta_{B,k}$ [°]	32	32		32		
$\gamma_{tan\delta}$	1,0	1,25		$\gamma_R = 1,0$		
F_{Rd} [KN/m]	96,33	80,89	74,26	99,60	90,46	
VERIFICA:	$\alpha_H \leq \alpha_c$ <i>soddisfatta</i>	$V_{Ed} \leq F_{Rd}$ <i>non soddisfatta</i> <i>non soddisfatta</i>		$V_{Ed} \leq F_{Rd}$ <i>soddisfatta</i> <i>soddisfatta</i>		
F_{Rd} / V_{Ed}	1,15	0,95	0,91	1,60	1,54	

Ancora una volta, l'EN 1998 vigente si dimostra essere il più restrittivo, ma, al contempo, emerge che il margine di sicurezza con il nuovo Eurocodice si è, in proporzione, ridotto in confronto al primo caso di Torino (cfr. Tabella 6.12), sebbene la verifica sia parimenti soddisfatta. Le NTC, in tale circostanza, sono quelle meno cautelative.

- Capacità portante

Risulta che:

TABELLA 6.20 - VERIFICA SISMICA DI CAPACITÀ PORTANTE PER IL SISTEMA FONDAZIONE-TERRENO DEL MURO A MENSOLA IN PALERMO

Parametri	prEN 1998:2021		NTC 2018	
	α_c [-]	0,154	Direzione comp. verticale sismica	
	α_H [-]	0,173	POSITIVA (↓)	NEGATIVA (↑)
N_{Ed} [KN/m]	154,15		159,40	144,77
$e_{B,d}$ [m]	0,484		0,285	0,306
B' [m]	1,432		1,831	1,788
γ_R	1,0		1,2	
R_{Nd} [KN/m]	106,77		320,24	283,08
VERIFICA:	$\alpha_H \leq \alpha_c$ <i>non soddisfatta</i>		$R_{Nd} \leq N_{Ed}$ <i>soddisfatta</i> <i>soddisfatta</i>	
R_{Nd} / N_{Ed}	0,69		2,01	1,96
Base minima di progetto $B_{min,d}$ [m]	2,59		/	

TABELLA 6.21 - VERIFICA SISMICA DI CAPACITÀ PORTANTE (METODO EC8-5) PER IL SISTEMA FONDAZIONE-TERRENO DEL MURO A MENSOLA IN PALERMO

Parametri	EN 1998:2004	
	Direzione componente verticale sismica	
	POSITIVA (↓)	NEGATIVA (↑)
\bar{N} [-]	0,1137	0,1363
\bar{V} [-]	0,0599	0,0747
\bar{M} [-]	0,0248	0,0312
\bar{F} [-]	0,305	
VERIFICA:	0,849 <i>non soddisfatta</i>	1,078 <i>non soddisfatta</i>
Base minima di progetto	$B_{min,d}$ [m]	
	3,89	4,31

Soltanto la norma italiana verifica la resistenza portante nel caso di Palermo (per i dettagli, si veda il § B.2.2). Il metodo “adimensionale” suggerito dall’EC8-5, invece, evidenzia degli esiti ampiamente insufficienti, che portano a dover ridimensionare il muro in modo altrettanto “eccessivo” (con le prescrizioni dell’Eurocodice 8 2004).

- Ribaltamento

TABELLA 6.22 - VERIFICA SISMICA DI RIBALTAMENTO DEL MURO A MENSOLA IN PALERMO

Parametri	prEN 1998:2021		EN 1998:2004		NTC 2018	
	α_c [-]	0,389	Direzione componente verticale sismica			
	α_H [-]	0,173	POSITIVA (↓)	NEGATIVA (↑)	POSITIVA (↓)	NEGATIVA (↑)
$M_{dst,d}$ [KNm/m]	87,84	84,57	81,51	78,60	74,61	
$M_{stb,d}$ [KNm/m]	198,19	206,88	189,51	212,67	183,72	
VERIFICA:	$\alpha_H \leq \alpha_c$ <i>soddisfatta</i>	$M_{dst,d} \leq M_{stb,d}$ <i>soddisfatta</i> <i>soddisfatta</i>		$M_{dst,d} \leq M_{stb,d}$ <i>soddisfatta</i> <i>soddisfatta</i>		
$M_{stb,d} / M_{dst,d}$	2,25	2,45	2,32	2,71	2,46	

- “Displacement-based approach”

Anche per il muro a mensola in Palermo si procede con la verifica di scivolamento nei termini dell’analisi di spostamento permanente e capacità sismica.

Di nuovo, la procedura mediante il metodo di Newmark, nonché l’adozione degli accelerogrammi, risulta analoga a quanto già visto per il muro a gravità. Pertanto, con riferimento alla Formula (5.17), l’accelerazione limite critica ($a_{H,lim}$) qui vale 0,215 g.

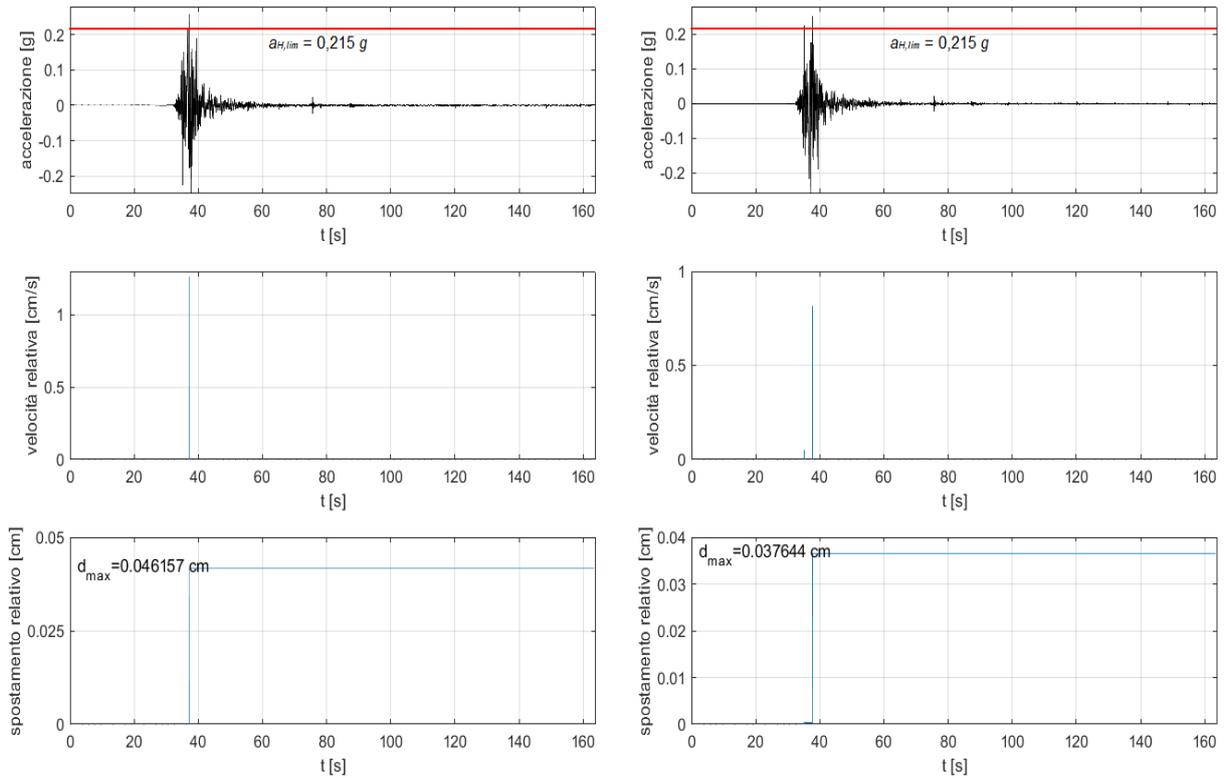


FIGURA 6.4 - RISULTATI DI UNA DELLE SETTE ANALISI CON IL METODO DI NEWMARK

Dall'elaborazione di tutte e sette le registrazioni temporali sismiche si ottiene quanto segue:

TABELLA 6.23 - SPOSTAMENTI PERMANENTI DALL'APPLICAZIONE DELLE STORIE TEMPORALI DI ACCELERAZIONE SUL MURO A MENSOLA E VERIFICA DI RESISTENZA SISMICA

Registrazione	Spostamento relativo massimo [cm]
IV.T0811..HNN.D.IT-2012-0011	0,061186
IT.CRP.00.HNN.D.IT-2012-0010	0,023722
IT.BOJ.00.HGN.D.IT-2013-0019	0,031185
IT.MRN.00.HNE.D.IT-2012-0008	0,041425
IT.SAN0.00.HNE.D.IT-2012-0011	0,046157
IV.T0824..HNN.D.IT-2012-0011	0,035125
IV.T0819..HNE.D.IT-2012-0010	0,121530
Spostamento relativo (permanente) medio: 0,05148 cm	

LIVELLO DI DANNO	u/H [%]	CAPACITÀ SISMICA u_{max} ($H = 3,68 \text{ m}$) 55,2 mm
I <i>Ammissibile/Insignificante</i>	< 1,5	DOMANDA SISMICA u_{medio} 0,52 mm
II <i>Moderato/Severo (Riparabile)</i>	1,5 ÷ 5	VERIFICA: $u_{medio} \leq u_{max}$ soddisfatta
III <i>Prossimo al collasso</i>	5 ÷ 10	
IV <i>Collasso</i>	> 10	

PIANC (2001)

La verifica dello stato limite SD è largamente soddisfatta e la domanda sismica, valutata dall'analisi delle storie di accelerazione, richiede alla fine uno spostamento alquanto basso, in rapporto alla capacità dell'opera.

In un muro a mensola è, in generale, il peso stabilizzante dello stesso terreno insistente sulla fondazione a dare resistenza significativa all'intero sistema. Il peso totale W è uguale a 143,86 KN/m. Se si compara questo valore con quello del muro a gravità (configurazione 3), per il quale la domanda sismica risulta similmente esigua, si nota che, in tal caso, W è minore di circa la metà (il confronto vuole chiaramente essere indicativo). Nella corrente analisi, in realtà, il parametro più condizionante sul valore di accelerazione critica risulta essere la resistenza a taglio complessivamente mobilitata e non il peso proprio del muro. Si ribadisce che, con uguali registrazioni sismiche, le possibilità di superamento di $a_{H,lim}$ nel tempo (durata dello scuotimento) sono inferiori, se quest'ultima è più elevata.

6.2.2 CONFRONTO DEI METODI DI VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE

In ultimo, si intende comparare le due differenti procedure di calcolo della resistenza portante. Si è già, di fatto, osservato come il metodo “adimensionale” suggerito da entrambe le versioni dell'Eurocodice 8 (Parte 5) sia notevolmente prudente nei riguardi di tale verifica. Dunque, si vuole valutare questa tendenza anche nelle stesse verifiche di capacità portante prima condotte con il prEN 1998:2021, applicando l'usuale procedura “statica” (EC7-3) senza considerare l'influenza dell'inerzia nel terreno d'appoggio del muro. Si riportano i seguenti risultati:

TABELLA 6.24 - VERIFICHE DI CAPACITÀ PORTANTE DEL MURO A MENSOLA ATTRAVERSO IL METODO DELL'EC8-5 (FORMULA (5.20))

Sito		TORINO	PALERMO
$\alpha_{H,d}$ [-]		0,057	0,173
AZIONI DI PROGETTO	N_{Ed} [KN/m]	151,39	154,15
	V_{Ed} [KN/m]	50,88	83,24
	M_{Ed} [KN/m]	47,79	87,84
CAP. PORTANTE MASSIMA (N_{Ed} centrato)	N_{max} [KN/m]	3081,32	3081,32
AZIONI NORMALIZZATE rispetto a N_{max}	\bar{N} [-]	0,0491	0,0500
	\bar{V} [-]	0,0165	0,0270
	\bar{M} [-]	0,0065	0,0119
INERZIA ADIMENSIONALE	\bar{F} [-]	0,078	0,238
VERIFICA		-0,1651 <i>soddisfatta</i>	0,5038 <i>non soddisfatta</i>
Base minima di progetto $B_{min,d}$ [m]		/	3,41

La capacità portante risulta soddisfatta solo in Torino; ci si accorge che il risultato rimane abbastanza “vicino” allo zero (limite della verifica), quindi, il margine di sicurezza di fatto esistente non è alto, contrariamente alla precedente verifica (“prEN 1998:2021” in Tabella 6.13).

Per quanto concerne Palermo, l’esito è negativo e, affinché la resistenza portante risulti sufficiente, si ha bisogno di una base pari ad almeno 3,41 metri (un metro in più di quella di partenza), a fronte, invece, di $B_{min,d} = 2,59 \text{ m}$ del caso di Tabella 6.20.

Si considera adesso il medesimo metodo, sempre in Palermo, trascurando l’inerzia nel terreno sotto la fondazione, ovvero ponendo: $\bar{F} = 0$.

TABELLA 6.25 - VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE DEL MURO A MENSOLA ATTRAVERSO IL METODO DELL’EC8-5 SENZA EFFETTI INERZIALI NEL SUOLO PORTANTE

Sito		PALERMO
$\alpha_{H,d} [-]$		0,173
AZIONI NORMALIZZATE rispetto a N_{max}	$\bar{N} [-]$	0,0500
	$\bar{V} [-]$	0,0270
	$\bar{M} [-]$	0,0119
INERZIA ADIMENSIONALE	$\bar{F} [-]$	0
VERIFICA		0,4590 <i>non soddisfatta</i>
Base minima di progetto $B_{min,d}$ [m]		3,33

Si evince che i risultati differiscono di quantità molto modeste; pertanto, ne consegue che le verifiche di capacità portante risulteranno effettivamente cautelative, ogni qualvolta si userà tale procedura.

CONCLUSIONI

Gli Eurocodici di seconda generazione, nell'ambito della progettazione strutturale e geotecnica, costituiranno in futuro le nuove regole di riferimento per le normative tecniche di tutti gli Stati membri dell'Unione Europea.

Nella tesi si è cercato di evidenziare, anzitutto, le differenze più significative introdotte rispetto alle norme attualmente in vigore, nell'ottica dei risvolti progettuali da queste derivanti. Il concetto fondamentale alla base della progettazione con i nuovi Eurocodici è il rischio, sia sociale che economico, conseguente dall'eventuale collasso delle opere. L'affidabilità strutturale agli stati limite viene così racchiusa nella definizione di "classe di conseguenza"; tale criterio è ricorrente in tutte le procedure presentate e caratterizza gli essenziali requisiti della progettazione.

L'obiettivo posto dal lavoro, dunque, è stato analizzare le metodologie proposte dalle norme, relativamente alle analisi di stato limite ultimo delle opere geotecniche e, in special modo, dei muri di sostegno. L'EN 1997, tra tutti gli Eurocodici, è stato oggetto di una profonda revisione, che ha interessato tanto l'organizzazione dei contenuti, quanto gli approcci progettuali. Anche l'EC8 ha riscontrato modifiche importanti; l'azione sismica locale viene ridefinita attraverso due nuovi parametri di riferimento, $S_{\alpha,ref}$ ed $S_{\beta,ref}$, che altresì comportano una diversa rappresentazione degli spettri di risposta (sebbene il punto di partenza sia sempre la mappatura di pericolosità sismica a livello nazionale, ovviamente).

Le verifiche di resistenza con i fattori parziali sono ricondotte a due nuovi metodi, distinti per la modalità con cui gli stessi fattori vengono applicati sui parametri. Come si è visto al Capitolo 4, il "Material Factor Approach" e il "Resistance Factor Approach" definiscono ben precise combinazioni dei coefficienti di sicurezza per le proprietà o per la resistenza del terreno, associando a queste i "design cases" inerenti ai coefficienti sulle azioni che configurano lo stato limite ultimo. Tali criteri, al netto dei valori assunti dai fattori, restano validi sempre, sia nell'ambito statico che sismico.

Con i due esempi applicativi proposti, si è cercato di far emergere le implicazioni relative all'uso delle suddette combinazioni nel progetto e nella verifica delle opere a gravità. Dai risultati ottenuti, in primo luogo, può dirsi che il meccanismo di ribaltamento di queste strutture non è mai influente sulla progettazione, contrariamente alla rottura per superamento della capacità portante. Si è quindi constatato che la combinazione (c) dell'MFA è certamente una tra le alternative più restrittive nei termini delle verifiche; anche la combinazione (e), per la quale è prevista la fattorizzazione di resistenze ed effetti delle azioni, si è rivelata tale e, in particolar modo, sul primo muro in presenza delle spinte idrauliche. Le azioni addizionali dell'acqua, in tal caso, incrementano il risultato di progetto degli effetti delle forze agenti sull'opera.

Va sottolineato, comunque, che gli Eurocodici non puntualizzano quale tra le combinazioni consentite utilizzare, ovvero l'approccio specifico da adottare; la decisione è lasciata al progettista o, eventualmente, a indicazioni ulteriori da parte degli Annessi Nazionali. Perciò, come è stato fatto in questo lavoro, si dovrà valutare effettivamente più di un'alternativa e scegliere poi quella più opportuna anche sulla base di esigenze e prerogative della progettazione.

Di particolare interesse è quanto si evince dalle verifiche sismiche sui muri. I due livelli di sismicità, esaminati con l'ipotetica ubicazione delle strutture in Torino e Palermo, come prevedibile, hanno condotto a risultati alquanto differenti. Tendenzialmente, è stato osservato che, partendo dai valori di base calcolati nella combinazione più gravosa in ambito statico, le verifiche sismiche restano tutte soddisfatte per un sito caratterizzato da una bassa azione sismica, come Torino; al contrario, le stesse larghezze della base non sono adeguate a coprire, globalmente, gli effetti inerziali generati da eventi sismici maggiormente intensi, come risulta dalle analisi con le forze in Palermo. In questo caso, valutando la risposta strutturale sismica anche mediante un approccio prestazionale di spostamento, si è visto che le opere possiedono, in realtà, una capacità più che sufficiente di tollerare i movimenti indotti dai sismi. La ragione di tali risultati è da ricondurre, evidentemente, alla tipologia di analisi; i metodi pseudo-statici, in tal senso, si limitano alla comparazione di forze, a differenza delle analisi di spostamento che, invece, tengono conto di diversi parametri dello scuotimento sismico nel tempo.

Dallo studio del muro a gravità in presenza della falda emerge un altro aspetto notevole; nel caso di Palermo, di fatto, non è stato possibile portare a compimento nessuna delle analisi sull'opera. La procedura di calcolo delle spinte sismiche del terreno proposta dall'EC8 rivela alcuni limiti di applicazione piuttosto forti. In questa situazione, a causa della particolare configurazione geometrica, l'obliquità della risultante gravitazionale sismica non verificava la condizione limite per la stabilità globale del terrapieno, identificata nella differenza tra gli angoli di inclinazione del pendio e di resistenza a taglio del suolo. Appare allora chiaro come un'azione sismica più elevata possa facilmente mettere in crisi la resistenza del complesso opera-terreno, nei casi in cui quella differenza sia già di per sé ridotta dalla geometria e dalle caratteristiche del problema.

In ultimo, sono stati esaminati e confrontati i risultati conseguenti dall'applicazione delle due versioni, attuale e futura, degli Eurocodici e delle norme tecniche italiane nelle verifiche sismiche del muro a mensola al Capitolo 6. Fin da subito, ci si rende conto che, al netto degli aspetti concettuali, le relative prescrizioni sono piuttosto diverse tra le norme menzionate, già nella primaria determinazione dei coefficienti sismici di progetto mediante i quali condurre le analisi. Peraltro, si nota che i valori degli stessi fattori parziali, nonché l'applicazione sui parametri, differisce in maniera determinante.

Partendo dal caso di Torino, si osserva che le verifiche sismiche sono, in generale, soddisfatte con la base di progetto statica in tutte e tre le normative; l'unica eccezione è rappresentata dalla verifica di capacità portante dell'Eurocodice vigente, il quale prevede l'impiego di un metodo fortemente cautelativo nei confronti di tale meccanismo di collasso, che ancora una volta si conferma essere condizionante per la progettazione. È l'ubicazione del muro in Palermo, invece, a mettere chiaramente in luce le effettive diversità tra le norme. Gli Eurocodici, di fatto, dimostrano di essere maggiormente prudenziali nelle verifiche rispetto alle NTC 2018, benché, fra entrambe le versioni, sia l'EN 1998 in vigore quello più cautelativo.

BIBLIOGRAFIA

Bruno, G. (2021). *Progettazione geotecnica: applicazione del nuovo Eurocodice 7 ai muri di sostegno*. Politecnico di Torino: Tesi di Laurea Magistrale; Rel. Foti, S.

Calavera, J.; Lancellotta, R. (1999). *Fondazioni*. Milano: McGraw-Hill.

CEN/TC 250 (2005). EN 1990 - *Eurocode: Basis of structural design*. European Committee for Standardization, Brussels.

CEN/TC 250 (2004). EN 1997-1 - *Eurocode 7: Geotechnical design - Part 1: General rules*. European Committee for Standardization, Brussels.

CEN/TC 250 (2007). EN 1997-2 - *Eurocode 7: Geotechnical design - Part 2: Ground investigation and testing*. European Committee for Standardization, Brussels.

CEN/TC 250 (2004). EN 1998-1 - *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*. European Committee for Standardization, Brussels.

CEN/TC 250 (2004). EN 1998-5 - *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects*. European Committee for Standardization, Brussels.

CEN/TC 250 (2021). prEN 1990 - *Eurocode: Basis of structural and geotechnical design*. European Committee for Standardization, Brussels.

CEN/TC 250 (2021). prEN 1997-1 - *Eurocode 7: Geotechnical design - Part 1: General rules*. European Committee for Standardization, Brussels.

CEN/TC 250 (2021). prEN 1997-2 - *Eurocode 7: Geotechnical design - Part 2: Ground properties*. European Committee for Standardization, Brussels.

CEN/TC 250 (2021). prEN 1997-3 - *Eurocode 7: Geotechnical design - Part 3: Geotechnical structures*. European Committee for Standardization, Brussels.

CEN/TC 250 (2021). prEN 1998-1-1 - *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1-1: General rules and seismic action*. European Committee for Standardization, Brussels.

CEN/TC 250 (2021). prEN 1998-5 - *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 5: Geotechnical aspects, foundations, retaining and underground structures*. European Committee for Standardization, Brussels.

CS.LL.PP. (2018). *Norme tecniche per le costruzioni*. Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana.

Kramer, S.L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. Upper Saddle River, New Jersey: Prentice-Hall.

Lancellotta, R. (2012). *Geotecnica (quarta edizione)*. Bologna: Zanichelli.

Lancellotta, R.; Ciancimino, A.; Costanzo, D.; Foti, S. (2020). *Progettazione Geotecnica (seconda edizione)*. Milano: Ulrico Hoepli Editore.

SITI INTERNET:

Certifico Srl (2021). *EUROCODICI: CRONISTORIA*. Recuperato il 10 Febbraio 2022 da <https://www.certifico.com/costruzioni/375-eurocodici/4889-eurocodici-cronistoria>.

Dari, A. (2020). *Che cosa sono gli EUROCODICI*. Recuperato il 18 Novembre 2021 da <https://www.ingenio-web.it/25530-eurocodici-sono-obbligatori-come-sono-collegati-alle-ntc-sono-gratuiti-ecco-cosa-sono>.

INGV Itaca: Italian ACcelerometric Archive; Engineering Strong Motion Database (n.d.). *REXELweb*. Da http://itaca.mi.ingv.it/ItacaNet_31/#/data_and_services/tools/rexel; <https://esm-db.eu/#/rexel>.

INGV: Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (n.d.). *Modello di pericolosità sismica MPS04-S1*. Da <http://esse1-gis.mi.ingv.it/>.

Appendice A

Muro a gravità

A.1 Configurazione di progetto 1 (senza falda)

A.1.1 Dimensionamento strutturale e verifiche statiche

VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE (Caso di W favorevole)					
COMBINAZIONE		(a)	(b)	(c)	(d)
GEOMETRIA MURO	B_{min} [m]	1,7506	2,1208	2,5496	1,9031
	b [m]	0,81	1,18	1,61	0,97
PARAMETRI E AZIONI DI PROGETTO	$W_{1,d}$ [KN/m]	68,27	99,37	135,39	81,08
	$W_{2,d}$ [KN/m]	39,39	39,39	39,39	39,39
	W_d [KN/m]	107,66	138,76	174,77	120,47
	φ'_{d} [°]	30	24,8	24,8	30
	δ_d [°]	20	16,2	16,2	20
	$K_{a\gamma}^{(h)}$ [-]	0,40	0,53	0,53	0,40
	$P_{AH,d}$ [KN/m]	56,23	55,19	74,50	56,23
	$P_{AV,d}$ [KN/m]	20,47	16,07	21,69	20,47
	N_d [KN/m]	128,13	154,83	196,47	140,93
	$d_{w1,d}$ [m]	1,34	1,53	1,74	1,42
	$d_{w2,d}$ [m]	0,63	0,63	0,63	0,63
	$d_{PAV,d}$ [m]	1,75	2,12	2,55	1,90
	$d_{PAH,d}$ [m]	1,17	1,17	1,17	1,17
	$M^{(O)}_{stb,d}$ [KN/m·m]	116,40	176,60	260,70	139,80
	$M^{(O)}_{dst,d}$ [KN/m·m]	29,77	30,30	31,61	26,65
PARAMETRI E RESISTENZA DI PROGETTO	$N_{q,d}$ [-]	18,40	10,43	10,43	18,40
	$N_{\gamma,d}$ [-]	22,40	10,56	10,56	22,40
	$i_{\gamma,d}$ [-]	0,177	0,267	0,239	0,217
	q [KN/m ²]	8,50	8,50	8,50	8,50
	$i_{q,d}$ [-]	0,315	0,414	0,385	0,361
	$e_{B,d}$ [m]	0,199	0,116	0,109	0,149
	B' [m]	1,35	1,89	2,33	1,61
	R_{Nd} [KN/m]	128,13	154,83	196,47	140,93
$N_d - R_{Nd}$ [KN/m]		0,00	0,00	0,00	0,00

VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE (Caso di W sfavorevole)						
COMBINAZIONE		(a)	(b)	(c)	(d)	(e)
GEOMETRIA MURO	B_{min} [m]	1,5866	2,1208	2,3605	1,7446	2,1332
	b [m]	0,65	1,18	1,42	0,81	1,20
PARAMETRI E AZIONI DI PROGETTO	$W_{1,d}$ [KN/m]	73,57	99,37	161,33	91,49	100,41
	$W_{2,d}$ [KN/m]	53,17	39,39	53,17	53,17	39,39
	W_d [KN/m]	126,75	138,76	214,51	144,66	139,80
	φ'_d [°]	30	24,8	24,8	30	30
	δ_d [°]	20	16,2	16,2	20	20
	$K_{ay}^{(h)}$ [-]	0,40	0,53	0,53	0,40	0,40
	$P_{AH,d}$ [KN/m]	56,23	55,19	74,50	56,23	41,65
	$P_{AV,d}$ [KN/m]	20,47	16,07	21,69	20,47	15,16
	N_d [KN/m]	147,21	154,83	236,20	165,13	209,20
	$d_{w1,d}$ [m]	1,26	1,53	1,65	1,34	1,54
	$d_{w2,d}$ [m]	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63
	$d_{PAV,d}$ [m]	1,59	2,12	2,36	1,74	2,13
	$d_{PAH,d}$ [m]	1,17	1,17	1,17	1,17	1,17
	$M^{(O)_{stb,d}}$ [KN/m·m]	126,11	176,60	299,31	155,95	178,81
$M^{(O)_{dst,d}}$ [KN/m·m]	33,13	30,30	35,71	29,90	21,94	
PARAMETRI E RESISTENZA DI PROGETTO	$N_{q,d}$ [-]	18,40	10,43	10,43	18,40	18,40
	$N_{\gamma,d}$ [-]	22,40	10,56	10,56	22,40	22,40
	$i_{\gamma,d}$ [-]	0,24	0,27	0,32	0,29	0,39
	q [KN/m ²]	8,50	8,50	8,50	8,50	8,50
	$i_{q,d}$ [-]	0,382	0,414	0,469	0,435	0,535
	$e_{B,d}$ [m]	0,162	0,116	0,064	0,109	0,317
	B' [m]	1,26	1,89	2,23	1,53	1,50
	R_{Nd} [KN/m]	147,21	154,83	236,20	165,13	209,20
$N_d - R_{Nd}$ [KN/m]	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	

VERIFICA DI SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA					
COMBINAZIONE		(a)	(b)	(c)	(d)
GEOMETRIA MURO	B_{min} [m]	1,3847	1,7000	2,1309	1,5006
	b [m]	0,45	0,76	1,19	0,56
PARAMETRI, AZIONI E RESISTENZA DI PROGETTO	P_{AH,d} [KN/m]	56,23	55,19	74,50	56,23
	T_d [KN/m]	56,23	55,19	74,50	56,23
	δ_{B,d} [°]	30	24,8	24,8	30
	W_{1,d} [KN/m]	37,54	64,02	100,22	47,27
	W_{2,d} [KN/m]	39,39	39,39	39,39	39,39
	W_d [KN/m]	76,92	103,41	139,61	86,66
	P_{AV,d} [KN/m]	20,47	16,07	21,69	20,47
	N_{G,d,fav} [KN/m]	97,39	119,48	161,30	107,13
	R_{Td,base} [KN/m]	56,23	55,19	74,50	56,23
T_d - R_{Td} [KN/m]		0,00	0,00	0,00	0,00

VERIFICA DI RIBALTAMENTO			
DC2		(a)	(b)
GEOMETRIA MURO	B_{min} [m]	1,1702	1,0372
	b [m]	0,23	0,10
PARAMETRI E AZIONI DI PROGETTO	W_{1,d} [KN/m]	19,52	8,35
	W_{2,d} [KN/m]	39,39	39,39
	P_{AH,d} [KN/m]	56,23	41,65
	P_{AV,d} [KN/m]	17,43	15,16
	d_{w1,d} [m]	1,05	0,99
	d_{w2,d} [m]	0,63	0,63
	d_{PAV,d} [m]	1,17	1,04
	d_{PAH,d} [m]	1,17	1,17
	M⁽⁰⁾_{stb,d} [KN/m·m]	45,20	32,87
	M⁽⁰⁾_{dst,d} [KN/m·m]	45,20	32,87
M_{dst,d} - M_{sbt,d} [KN/m·m]		0,00	0,00

A.1.2 Verifiche sismiche

VERIFICHE DI STATO LIMITE ULTIMO (SD) NELLA SITUAZIONE DI PROGETTO SISMICA IN TORINO					
PARAMETRI E AZIONI DI PROGETTO		SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA		CAPACITÀ PORTANTE	
B [m]	2,55	V_{Ed} [KN/m]	58,83	N_{Ed} [KN/m]	192,60
W₁ [KN/m]	135,42	δ_{B,d} [°]	30	M ⁽⁰⁾ _{stb,d} [KN/m·m]	260,79
W₂ [KN/m]	39,39	N_{Ed} [KN/m]	192,60	M ⁽⁰⁾ _{dst,d} [KN/m·m]	27,76
W_{H,1} [KN/m]	7,70	F_{Rd} [KN/m]	111,20	φ'_d [°]	30
W_{H,2} [KN/m]	2,24	<u>VERIFICA:</u> $\alpha_H \leq \alpha_c$ 0,057 0,16840 -> soddisfatta		N _{q,d} [-]	18,40
φ' [rad]	0,524			N _{γ,d} [-]	22,40
β_{sl} [rad]	0,349			i _{γ,d} [-]	0,335
δ [rad]	0,349			q [KN/m ²]	8,50
θ_{eq} [rad]	0,0568			i _{q,d} [-]	0,482
ψ_A [rad]	-0,1069			RIBALTAMENTO	
K_{AE} [-]	0,469	B' [m]	2,420		
P_{AE} [KN/m]	52,02	M _{W,d} [KN/m·m]	260,79	R_{Nd} [KN/m]	556,20
P_{AE,H} [KN/m]	48,88	M _{WH,d} [KN/m·m]	16,10	<u>VERIFICA:</u> $\alpha_H \leq \alpha_c$ 0,057 0,13933 -> soddisfatta	
P_{AE,V} [KN/m]	17,79	M _{AE,d} [KN/m·m]	11,66		
d_{PAE,H} [m]	1,17	M_{dst,d} [KN/m·m]	27,76		
d_{PAE,V} [m]	2,55	M_{stb,d} [KN/m·m]	260,79		
d_{w1} [m]	1,74	<u>VERIFICA:</u> $\alpha_H \leq \alpha_c$ 0,057 N.D.			
d_{w2} [m]	0,63				
d_{WH,1} [m]	1,75	$M_{dst,d} \leq M_{stb,d}$ -> soddisfatta			
d_{WH,2} [m]	1,17				
d_w [m]	1,49				
d_{WH} [m]	1,62				

VERIFICHE DI STATO LIMITE ULTIMO (SD) NELLA SITUAZIONE DI PROGETTO SISMICA IN PALERMO					
PARAMETRI E AZIONI DI PROGETTO		SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA		CAPACITÀ PORTANTE	
B [m]	2,55	V_{Ed} [KN/m]	127,11	N_{Ed} [KN/m]	210,07
W₁ [KN/m]	135,42	δ_{B,d} [°]	30	M^(O)_{stb,d} [KN/m·m]	260,79
W₂ [KN/m]	39,39	N_{Ed} [KN/m]	210,07	M^(O)_{dst,d} [KN/m·m]	72,04
W_{H,1} [KN/m]	23,42	F_{Rd} [KN/m]	121,29	φ'_d [°]	30
W_{H,2} [KN/m]	6,81	<u>VERIFICA:</u> $\alpha_H > \alpha_C$ 0,173 0,16840 -> non soddisfatta		N_{q,d} [-]	18,40
φ' [rad]	0,524			N_{γ,d} [-]	22,40
β_{sl} [rad]	0,349			i_{γ,d} [-]	0,062
δ [rad]	0,349			q [KN/m²]	8,50
θ_{eq} [rad]	0,1712			i_{q,d} [-]	0,156
ψ_A [rad]	-0,4408			<u>RIBALTAMENTO</u>	
K_{AE} [-]	0,930	B' [m]	1,797		
P_{AE} [KN/m]	103,10	M_{W,d} [KN/m·m]	260,79	R_{Nd} [KN/m]	81,72
P_{AE,H} [KN/m]	96,88	M_{WH,d} [KN/m·m]	48,92	<u>VERIFICA:</u> $\alpha_H > \alpha_C$ 0,173 0,13933 -> non soddisfatta	
P_{AE,V} [KN/m]	35,26	M_{AE,d} [KN/m·m]	23,12		
d_{PAE,H} [m]	1,17	M_{dst,d} [KN/m·m]	72,04		
d_{PAE,V} [m]	2,55	M_{stb,d} [KN/m·m]	260,79		
d_{w1} [m]	1,74	<u>VERIFICA:</u> $\alpha_H \leq \alpha_C$ 0,173 N.D.			
d_{w2} [m]	0,63				
d_{WH,1} [m]	1,75	$M_{dst,d} \leq M_{stb,d}$ -> soddisfatta			
d_{WH,2} [m]	1,17				
d_w [m]	1,49				
d_{WH} [m]	1,62				

A.2 Configurazione di progetto 2 (con falda)

A.2.1 Dimensionamento strutturale e verifiche statiche

VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE (Caso di W favorevole)					
COMBINAZIONE		(a)	(b)	(c)	(d)
GEOMETRIA MURO	B_{min} [m]	2,6443	3,3883	4,0246	2,9788
	b [m]	1,71	2,45	3,09	2,04
PARAMETRI E AZIONI DI PROGETTO	$W_{1,d}$ [KN/m]	143,34	205,84	259,29	171,44
	$W_{2,d}$ [KN/m]	39,39	39,39	39,39	39,39
	W_d [KN/m]	182,73	245,23	298,68	210,83
	φ'_d [°]	30	24,8	24,8	30
	δ_d [°]	20	16,2	16,2	20
	$K_{a\gamma^{(h)}}$ [-]	0,40	0,53	0,53	0,40
	i_d [-]	0,29	0,25	0,23	0,27
	$P'_{AH1,d}$ [KN/m]	10,33	10,14	13,68	10,33
	$P'_{AH2,1,d}$ [KN/m]	27,54	27,03	36,49	27,54
	$P'_{AH2,2,d}$ [KN/m]	10,71	10,12	13,31	10,52
	$P'_{AH,d}$ [KN/m]	48,58	47,29	63,48	48,38
	$P'_{AV,d}$ [KN/m]	17,68	13,77	18,48	17,61
	$U_{2,d}$ [KN/m]	17,00	14,91	18,48	17,43
	$U_{3,1,d}$ [KN/m]	20,49	21,26	29,70	22,77
	$U_{3,2,d}$ [KN/m]	12,23	14,62	22,34	14,58
	U_d [KN/m]	32,72	35,88	52,04	37,34
	N_d [KN/m]	167,69	223,12	265,12	191,10
	$d_{W1,d}$ [m]	1,79	2,16	2,48	1,96
	$d_{W2,d}$ [m]	0,63	0,63	0,63	0,63
	$d_{PAV,d}$ [m]	2,64	3,39	4,02	2,98
	$d_{PAH1,d}$ [m]	2,50	2,50	2,50	2,50
	$d_{PAH2,1,d}$ [m]	1,00	1,00	1,00	1,00
	$d_{PAH2,2,d}$ [m]	0,67	0,67	0,67	0,67
	$d_{U2,d}$ [m]	0,67	0,67	0,67	0,67
	$d_{U3,1,d}$ [m]	1,32	1,69	2,01	1,49
	$d_{U3,2,d}$ [m]	1,76	2,26	2,68	1,99
	$M^{(O)}_{stb,d}$ [KN/m·m]	281,36	469,88	667,98	360,36
	$M^{(O)}_{dst,d}$ [KN/m·m]	73,74	91,45	137,21	82,39

PARAMETRI E RESISTENZA DI PROGETTO	$N_{q,d}$ [-]	18,40	10,43	10,43	18,40
	$N_{\gamma,d}$ [-]	22,40	10,56	10,56	22,40
	$i_{\gamma,d}$ [-]	0,23	0,38	0,33	0,28
	q' [KN/m ²]	3,50	3,50	3,50	3,50
	$i_{q,d}$ [-]	0,371	0,520	0,477	0,430
	$e_{B,d}$ [m]	0,084	-0,002	0,010	0,035
	B' [m]	2,48	3,38	4,00	2,91
	R_{Nd} [KN/m]	167,69	223,12	265,12	191,10
$N_d - R_{Nd}$ [KN/m]		0,00	0,00	0,00	0,00

VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE (Caso di W sfavorevole)						
COMBINAZIONE		(a)	(b)	(c)	(d)	(e)
GEOMETRIA MURO	B_{min} [m]	2,4032	3,3883	4,1621	2,8831	4,1775
	b [m]	1,47	2,45	3,22	1,95	3,24
PARAMETRI E AZIONI DI PROGETTO	$W_{1,d}$ [KN/m]	166,18	205,84	365,63	220,60	272,14
	$W_{2,d}$ [KN/m]	53,17	39,39	53,17	53,17	39,39
	W_d [KN/m]	219,35	245,23	418,81	273,77	311,52
	φ'_d [°]	30	24,8	24,8	30	30
	δ_d [°]	20	16,2	16,2	20	20
	$K_{a\gamma^{(h)}}$ [-]	0,40	0,53	0,53	0,40	0,40
	i_d [-]	0,31	0,25	0,23	0,28	0,22
	$P'_{AH1,d}$ [KN/m]	10,33	10,14	13,68	10,33	7,65
	$P'_{AH2,1,d}$ [KN/m]	27,54	27,03	36,49	27,54	20,40
	$P'_{AH2,2,d}$ [KN/m]	10,86	10,12	13,24	10,57	7,40
	P'_{AH,d} [KN/m]	48,73	47,29	63,41	48,44	35,45
	P'_{AV,d} [KN/m]	17,74	13,77	18,46	17,63	12,90
	U_{2,d} [KN/m]	16,66	14,91	18,60	17,31	15,51
	$U_{3,1,d}$ [KN/m]	18,83	21,26	30,60	22,12	25,58
	$U_{3,2,d}$ [KN/m]	10,60	14,62	23,40	13,90	19,60
	U_d [KN/m]	29,43	35,88	54,00	36,02	45,18
	N_d [KN/m]	207,66	223,12	383,27	255,39	376,98
	$d_{w1,d}$ [m]	1,67	2,16	2,55	1,91	2,56
	$d_{w2,d}$ [m]	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63
	$d_{PAV,d}$ [m]	2,40	3,39	4,16	2,88	4,18
$d_{PAH1,d}$ [m]	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50	
$d_{PAH2,1,d}$ [m]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
$d_{PAH2,2,d}$ [m]	0,67	0,67	0,67	0,67	0,67	
$d_{U2,d}$ [m]	0,67	0,67	0,67	0,67	0,67	

	$d_{U3,1,d}$ [m]	1,20	1,69	2,08	1,44	2,09
	$d_{U3,2,d}$ [m]	1,60	2,26	2,77	1,92	2,79
	$M^{(O)}_{stb,d}$ [KN/m·m]	310,85	469,88	965,59	454,69	720,66
	$M^{(O)}_{dst,d}$ [KN/m·m]	68,69	91,45	143,68	79,72	147,04
PARAMETRI E RESISTENZA DI PROGETTO	$N_{q,d}$ [-]	18,40	10,43	10,43	18,40	18,40
	$N_{\gamma,d}$ [-]	22,40	10,56	10,56	22,40	22,40
	$i_{\gamma,d}$ [-]	0,32	0,38	0,49	0,41	0,55
	q [KN/m ²]	3,50	3,50	3,50	3,50	3,50
	$i_{q,d}$ [-]	0,469	0,520	0,618	0,551	0,668
	$e_{B,d}$ [m]	0,035	-0,002	-0,063	-0,027	0,567
	B' [m]	2,33	3,38	4,04	2,83	3,04
	R_{Nd} [KN/m]	207,66	223,12	383,27	255,38	376,98
$N_d - R_{Nd}$ [KN/m]	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	

VERIFICA DI SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA					
COMBINAZIONE		(a)	(b)	(c)	(d)
GEOMETRIA MURO	B_{min} [m]	1,8569	2,1465	2,7520	2,0210
	b [m]	0,92	1,21	1,81	1,08
PARAMETRI, AZIONI E RESISTENZA DI PROGETTO	i_d [-]	0,34	0,32	0,29	0,33
	$P'_{AH1,d}$ [KN/m]	10,33	10,14	13,68	10,33
	$P'_{AH2,1,d}$ [KN/m]	27,54	27,03	36,49	27,54
	$P'_{AH2,2,d}$ [KN/m]	11,28	10,84	14,10	11,14
	P'_{AH,d} [KN/m]	49,15	48,01	64,28	49,01
	U_{2,d} [KN/m]	15,74	13,54	17,15	16,04
	T_d [KN/m]	64,88	61,55	81,42	65,05
	$\delta_{B,d}$ [°]	30	24,8	24,8	30
	$W_{1,d}$ [KN/m]	77,20	101,53	152,39	90,99
	$W_{2,d}$ [KN/m]	39,39	39,39	39,39	39,39
	W_d [KN/m]	116,59	140,92	191,78	130,37
	P_{AV,d} [KN/m]	17,89	13,98	18,72	17,84
	$U_{3,1,d}$ [KN/m]	14,98	14,20	21,23	16,15
	$U_{3,2,d}$ [KN/m]	7,12	7,44	12,98	8,13
	U_d [KN/m]	22,10	21,63	34,21	24,28
$N_{G,d,fav}$ [KN/m]	134,48	154,90	210,49	148,21	
R_{Td,base} [KN/m]	64,88	61,55	81,42	65,05	
$T_d - R_{Td}$ [KN/m]	0,00	0,00	0,00	0,00	

VERIFICA DI RIBALTAMENTO			
DC2		(a)	(b)
GEOMETRIA MURO	B_{min} [m]	1,3260	1,1641
	b [m]	0,39	0,23
PARAMETRI E AZIONI DI PROGETTO	W_{1,d} [KN/m]	32,60	19,00
	W_{2,d} [KN/m]	39,39	39,39
	i_d [-]	0,39	0,41
	P'_{AH1,d} [KN/m]	10,33	7,65
	P'_{AH2.1,d} [KN/m]	27,54	20,40
	P'_{AH2.2,d} [KN/m]	11,79	8,88
	P_{AH,d} [KN/m]	49,66	36,93
	P_{AV,d} [KN/m]	15,40	13,44
	U_{2,d} [KN/m]	14,59	11,81
	U_{3.1,d} [KN/m]	11,07	8,20
	U_{3.2,d} [KN/m]	4,14	2,77
	d_{W1,d} [m]	1,13	1,05
	d_{W2,d} [m]	0,63	0,63
	d_{PAV,d} [m]	1,33	1,16
	d_{PAH1,d} [m]	2,50	2,50
	d_{PAH2.1,d} [m]	1,00	1,00
	d_{PAH2.2,d} [m]	0,67	0,67
	d_{U2,d} [m]	0,67	0,67
	d_{U3.1,d} [m]	0,66	0,58
	d_{U3.2,d} [m]	0,88	0,78
M⁽⁰⁾_{stb,d} [KN·m]	61,53	44,60	
M⁽⁰⁾_{dst,d} [KN·m]	61,53	44,60	
M_{dst,d} - M_{sbt,d} [KN/m·m]		0,00	0,00

A.2.2 Casi di differenti distribuzioni delle spinte in condizioni sismiche

SITO		
Ubicazione	TORINO	
Categoria Suolo	C	
Coefficiente sismico orizzontale di progetto	α_H [-]	0,057

Parametri di progetto	
γ_s [KN/m³]	17
γ_w [KN/m³]	10
φ' [rad]	0,524
β_{sl} [rad]	0,349
δ [rad]	0,349

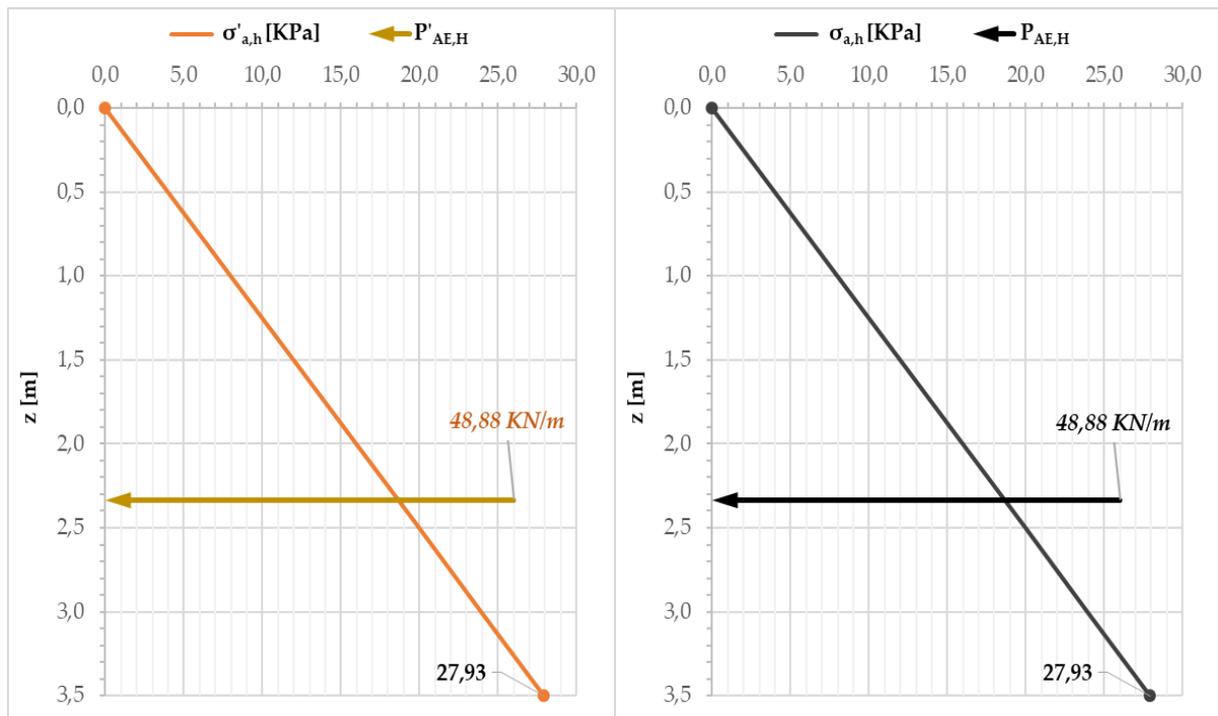
Formula generale per il calcolo della spinta attiva (totale): $\sigma_{a,h} = -2c' \sqrt{K_{AE}} + K_{AE} (\sigma_v - u) + u$

CASO 1: ASSENZA DI FALDA

Da P.C. (quota zero) fino alla fondazione del muro ($z = H$)

z [m]	σ_v [KPa]	u [KPa]	θ_{eq} [rad]	ψ_A [rad]	K_{AE} [-]	$\sigma'_{a,h}$ [KPa]	$\sigma_{a,h}$ [KPa]
0	0,00	0,00	0,0568	-0,1069	0,469	0,00	0,00
0,5	8,50	0,00	0,0568	-0,1069	0,469	3,99	3,99
1	17,00	0,00	0,0568	-0,1069	0,469	7,98	7,98
1,5	25,50	0,00	0,0568	-0,1069	0,469	11,97	11,97
2	34,00	0,00	0,0568	-0,1069	0,469	15,96	15,96
2,5	42,50	0,00	0,0568	-0,1069	0,469	19,95	19,95
3	51,00	0,00	0,0568	-0,1069	0,469	23,94	23,94
H [m] 3,5	59,50	0,00	0,0568	-0,1069	0,469	27,93	27,93

Risultante (componente orizzontale)	P'AE,H [KN/m]
	48,88
Punto di applicazione (da $z = 0$)	2/3 H [m]
	2,33
Risultante TOTALE (componente orizzontale)	PAE,H [KN/m]
	48,88
Punto di applicazione (da $z = 0$)	2/3 H [m]
	2,33



CASO 2: FALDA AL P.C. SENZA MOTO DI FILTRAZIONE

(hp di suolo impermeabile a valle)

Da P.C. (quota zero) fino alla fondazione del muro ($z = H$)

z [m]	σ_v [KPa]	u [KPa]	θ_{eq} [rad]	ψ_A [rad]	K_{AE} [-]	$\sigma'_{a,h}$ [KPa]	$\sigma_{a,h}$ [KPa]
0	0,00	0,00	0,0568	-0,1069	0,469	0,00	0,00
0,5	8,50	5,00	0,1373	-0,2958	0,679	2,38	7,38
1	17,00	10,00	0,1373	-0,2958	0,679	4,76	14,76
1,5	25,50	15,00	0,1373	-0,2958	0,679	7,13	22,13
2	34,00	20,00	0,1373	-0,2958	0,679	9,51	29,51
2,5	42,50	25,00	0,1373	-0,2958	0,679	11,89	36,89
3	51,00	30,00	0,1373	-0,2958	0,679	14,27	44,27
H [m]	3,5	35,00	0,1373	-0,2958	0,679	16,64	51,64

U_2 [KN/m]
61,25
2/3 H [m]
2,33

Risultante
(componente orizzontale)

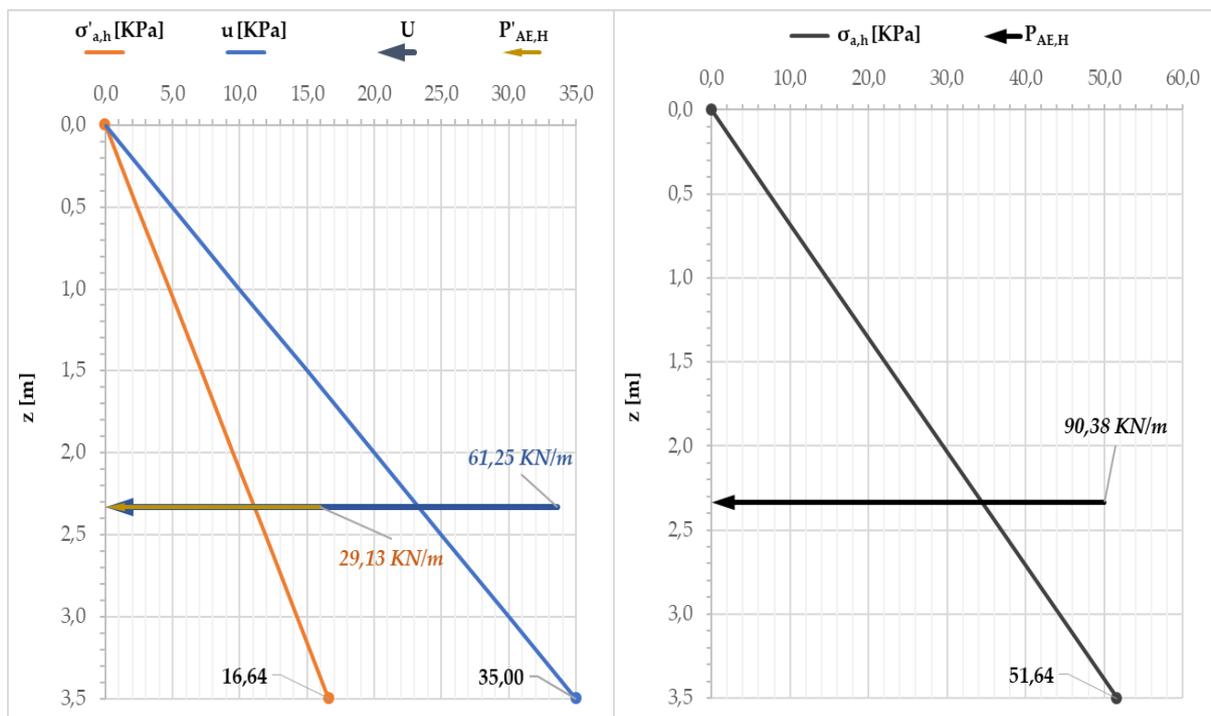
Punto di applicazione
(da $z = 0$)

$P'_{AE,H}$ [KN/m]
29,13
2/3 H [m]
2,33

Risultante TOTALE
(componente orizzontale)

Punto di applicazione
(da $z = 0$)

$P_{AE,H}$ [KN/m]
90,38
2/3 H [m]
2,33



Lunghezza delle frecce proporzionale all'intensità delle forze (in scala)

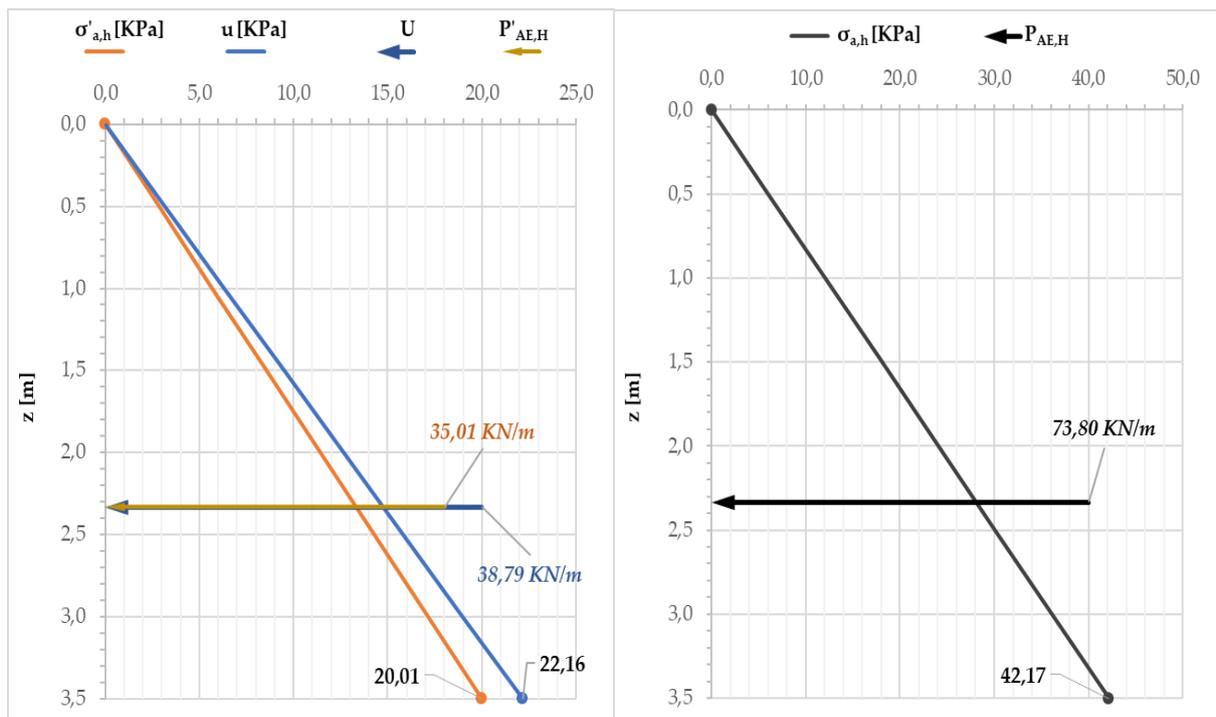
CASO 3: FALDA AL P.C. CON FILTRAZIONE VERSO IL BASSO

B [m]	4,18
Δh [m]	3,0
i [-]	0,367

Da P.C. (quota zero) fino alla fondazione del muro (z = H)

z [m]	σ_v [KPa]	u [KPa]	θ_{eq} [rad]	ψ_A [rad]	K_{AE} [-]	$\sigma'_{a,h}$ [KPa]	$\sigma_{a,h}$ [KPa]
0	0,00	0,00	0,0568	-0,1069	0,469	0,00	0,00
0,5	8,50	3,17	0,0904	-0,1774	0,536	2,86	6,02
1	17,00	6,33	0,0904	-0,1774	0,536	5,72	12,05
1,5	25,50	9,50	0,0904	-0,1774	0,536	8,57	18,07
2	34,00	12,67	0,0904	-0,1774	0,536	11,43	24,10
2,5	42,50	15,83	0,0904	-0,1774	0,536	14,29	30,12
3	51,00	19,00	0,0904	-0,1774	0,536	17,15	36,15
H [m] 3,5	59,50	22,16	0,0904	-0,1774	0,536	20,01	42,17

U₂ [KN/m]	Risultante (componente orizzontale)	P'_{AE,H} [KN/m]
38,79		35,01
2/3 H [m]	Punto di applicazione (da z = 0)	2/3 H [m]
2,33		2,33
Risultante TOTALE (componente orizzontale)		P_{AE,H} [KN/m]
		73,80
Punto di applicazione (da z = 0)		2/3 H [m]
		2,33



Lunghezza delle frecce proporzionale all'intensità delle forze (in scala)

CASO 4: FALDA A 1,5 m DAL P.C. SENZA MOTO DI FILTRAZIONE

(hp di suolo impermeabile a valle)

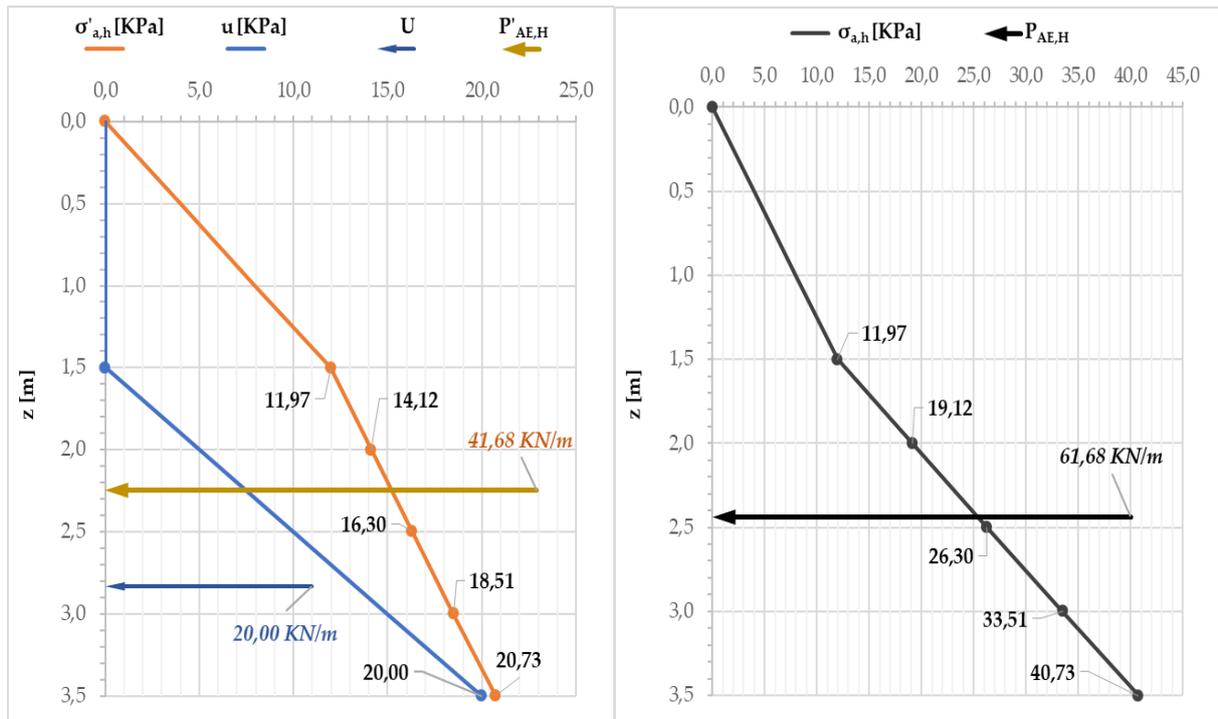
Da P.C. (quota zero) fino alla fondazione del muro ($z = H$)

	z [m]	σ_v [KPa]	u [KPa]	θ_{eq} [rad]	ψ_A [rad]	K_{AE} [-]	$\sigma'_{a,h}$ [KPa]	$\sigma_{a,h}$ [KPa]
	0	0,00	0,00	0,0568	-0,1069	0,469	0,00	0,00
	0,5	8,50	0,00	0,0568	-0,1069	0,469	3,99	3,99
	1	17,00	0,00	0,0568	-0,1069	0,469	7,98	7,98
z_w [m]	1,5	25,50	0,00	0,0568	-0,1069	0,469	11,97	11,97
	2	34,00	5,00	0,0666	-0,1267	0,487	14,12	19,12
	2,5	42,50	10,00	0,0743	-0,1426	0,502	16,30	26,30
	3	51,00	15,00	0,0804	-0,1556	0,514	18,51	33,51
H [m]	3,5	59,50	20,00	0,0855	-0,1666	0,525	20,73	40,73

U_2 [KN/m]	Risultante idraulica
20,00	
$z_w + 2/3(H - z_w)$ [m]	Punto di applicazione (da $z = 0$)
2,83	

	$P'_{AE,H}^{(1)}$ [KN/m]	$2/3 z_w$ [m]	
	8,98	1,00	
	$P'_{AE,H}^{(2.1)}$ [KN/m]	$z_w + 1/2(H - z_w)$ [m]	
	23,94	2,50	
	$P'_{AE,H}^{(2.2)}$ [KN/m]	$z_w + 2/3(H - z_w)$ [m]	
	8,76	2,83	
Risultante (componente orizzontale)	$P'_{AE,H}$ [KN/m]	[m]	Punto di applicazione (da $z = 0$)
	41,68	2,25	

Risultante TOTALE (componente orizzontale) Punto di applicazione (da $z = 0$)	$P_{AE,H}$ [KN/m]
	61,68
	[m]
	2,44



Lunghezza delle frecce proporzionale all'intensità delle forze (in scala)

CASO 5: FALDA A 1,5 m DAL P.C. CON FILTRAZIONE VERSO IL BASSO
(Caso in esame di Figura 5.2)

B [m]	4,18
i [-]	0,225

Da P.C. (quota zero) fino alla fondazione del muro ($z = H$)

z [m]	σ_v [KPa]	u [KPa]	θ_{eq} [rad]	ψ_A [rad]	K_{AE} [-]	$\sigma'_{a,h}$ [KPa]	$\sigma_{a,h}$ [KPa]
0	0,00	0,00	0,0568	-0,1069	0,469	0,00	0,00
0,5	8,50	0,00	0,0568	-0,1069	0,469	3,99	3,99
1	17,00	0,00	0,0568	-0,1069	0,469	7,98	7,98
z_w [m] 1,5	25,50	0,00	0,0568	-0,1069	0,469	11,97	11,97
2	34,00	3,88	0,0641	-0,1216	0,482	14,53	18,41
2,5	42,50	7,75	0,0695	-0,1326	0,492	17,10	24,86
3	51,00	11,63	0,0736	-0,1411	0,500	19,69	31,32
H [m] 3,5	59,50	15,51	0,0768	-0,1479	0,507	22,29	37,79

U_2 [KN/m]	Risultante idraulica
15,51	
$z_w + 2/3(H - z_w)$ [m]	Punto di applicazione (da $z = 0$)
2,83	

	$P'_{AE,H}^{(1)}$ [KN/m]	$2/3 z_w$ [m]	
	8,98	1,00	
	$P'_{AE,H}^{(2.1)}$ [KN/m]	$z_w + 1/2(H - z_w)$ [m]	
	23,94	2,50	
	$P'_{AE,H}^{(2.2)}$ [KN/m]	$z_w + 2/3(H - z_w)$ [m]	
	10,31	2,83	
Risultante (componente orizzontale)	$P'_{AE,H}$ [KN/m]	[m]	Punto di applicazione (da $z = 0$)
	43,24	2,27	

Gli andamenti sono
illustrati in Figura 5.13
e in Figura 5.14

Risultante TOTALE (componente orizzontale)	$P_{AE,H}$ [KN/m]
	58,74
Punto di applicazione (da $z = 0$)	[m]
	2,42

A.2.3 Verifiche sismiche

VERIFICHE DI STATO LIMITE ULTIMO (SD) NELLA SITUAZIONE DI PROGETTO SISMICA					
u [KPa] agli estremi di B	6,12	15,51	IN TORINO		
PARAMETRI E AZIONI DI PROGETTO		SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA		CAPACITÀ PORTANTE	
B [m]	4,18	V_{Ed} [KN/m]	76,48	N'_{Ed} [KN/m]	282,26
W_1 [KN/m]	272,34	$\delta_{B,d}$ [°]	30	φ'_{d} [°]	30
W_2 [KN/m]	39,39	N'_{Ed} [KN/m]	282,26	$N_{q,d}$ [-]	18,40
$W_{H,1}$ [KN/m]	15,49	F_{Rd} [KN/m]	162,96	$N_{\gamma,d}$ [-]	22,40
$W_{H,2}$ [KN/m]	2,24	<u>VERIFICA:</u> $\alpha_H \leq \alpha_C$ 0,057 N.D.		$i_{\gamma,d}$ [-]	0,387
i [-]	0,225			q' [KN/m ²]	3,50
U_2 [KN/m]	15,51	$V_{Ed} \leq F_{Rd}$ -> soddisfatta		$i_{q,d}$ [-]	0,532
$P'_{AE,H}$ [KN/m]	43,24			$e_{B,d}$ [m]	0,015
$P'_{AE,V}$ [KN/m]	15,74	RIBALTAMENTO		B' [m]	4,151
U [KN/m]	45,21			R_{Nd} [KN/m]	665,61
d_U [m]	2,39	<u>VERIFICA:</u> $\alpha_H \leq \alpha_C$ 0,057 N.D.		$N'_{Ed} \leq R_{Nd}$ -> soddisfatta	
d_{U2} [m]	0,67				
$d_{PAE,H}$ [m]	1,23	$M_{stb,d}$ [KN/m·m]	721,53	$N'_{Ed} \leq R_{Nd}$ -> soddisfatta	
$d_{PAE,V}$ [m]	4,18	<u>VERIFICA:</u> $\alpha_H \leq \alpha_C$ 0,057 N.D.			
d_{W1} [m]	2,56	$M_{dst,d} \leq M_{stb,d}$ -> soddisfatta			
d_{W2} [m]	0,63				
$d_{WH,1}$ [m]	1,75	$M_{dst,d} \leq M_{stb,d}$ -> soddisfatta			
$d_{WH,2}$ [m]	1,17				

Appendice B

Muro a mensola

B.1 Situazione di progetto fondamentale

B.1.1 Verifiche di SLU

VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE (Caso di W sfavorevole)					
COMBINAZIONE		(a)	(b)	(c)	(d)
PARAMETRI E AZIONI DI PROGETTO	W_d [KN/m]	136,41	101,05	136,41	136,41
	$\varphi'_{d(sand)}$ [°]	34	28,4	28,4	34
	$K_{\gamma,d}$ [-]	0,299	0,380	0,380	0,299
	$P_{AH,d}$ [KN/m]	47,54	44,82	60,51	47,54
	$P_{AV,d}$ [KN/m]	8,38	7,90	10,67	8,38
	N_d [KN/m]	144,80	108,95	147,08	144,80
	$M^{(C)}_{stb,d}$ [KN/m·m]	146,10	108,22	146,10	146,10
	$d_{PAH,d}$ [m]	1,192	1,192	1,192	1,192
	$d_{PAV,d}$ [m]	1,80	1,80	1,80	1,80
	$M^{(C)}_{dst,d}$ [KN/m·m]	41,58	39,20	52,92	41,58
PARAMETRI E RESISTENZA DI PROGETTO	$\varphi'_{p,d(s\&g)}$ [°]	36	30,2	30,2	36
	$N_{q,d}$ [-]	37,75	18,75	18,75	37,75
	$N_{\gamma,d}$ [-]	56,31	22,96	22,96	56,31
	$i_{\gamma,d}$ [-]	0,303	0,204	0,204	0,303
	$e_{B,d}$ [m]	0,178	0,267	0,267	0,178
	B' [m]	1,44	1,27	1,27	1,44
	R_{Nd} [KN/m]	337,78	71,40	71,40	241,27
VERIFICA	$N_d \leq R_{Nd}$	OK	NO	NO	OK
	R_{Nd} / N_d	2,33	0,66	0,49	1,67

VERIFICA DI RIBALTAMENTO			
DC2		(a)	(b)
PARAMETRI E AZIONI DI PROGETTO	$P_{AH,d}$ [KN/m]	47,54	35,22
	$P_{AV,d}$ [KN/m]	7,14	6,21
	$M^{(C)}_{dst,d}$ [KN/m·m]	43,82	30,80
	$M^{(C)}_{stb,d}$ [KN/m·m]	108,22	108,22
VERIFICA	$M_{dst,d} \leq M_{stb,d}$	OK	OK
	$M_{stb,d} / M_{dst,d}$	2,47	3,51

VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE (Caso di W favorevole)						
COMBINAZIONE		(a)	(b)	(c)	(d)	(e)
PARAMETRI E AZIONI DI PROGETTO	W_d [KN/m]	101,05	101,05	101,05	101,05	101,05
	$\varphi'_{d(sand)}$ [°]	34	28,4	28,4	34	34
	$K_{a\gamma,d}$ [-]	0,299	0,380	0,380	0,299	0,299
	$P_{AH,d}$ [KN/m]	47,54	44,82	60,51	47,54	35,22
	$P_{AV,d}$ [KN/m]	8,38	7,90	10,67	8,38	6,21
	N_d [KN/m]	109,43	108,95	111,72	109,43	144,80
	$M^{(C)}_{stb,d}$ [KN/m·m]	108,22	108,22	108,22	108,22	108,22
	$d_{PAH,d}$ [m]	1,192	1,192	1,192	1,192	1,192
	$d_{PAV,d}$ [m]	1,80	1,80	1,80	1,80	1,80
	$M^{(C)}_{dst,d}$ [KN/m·m]	41,58	39,20	52,92	41,58	41,58
PARAMETRI E RESISTENZA DI PROGETTO	$\varphi'_{p,d(s\&g)}$ [°]	36	30,2	30,2	36	36
	$N_{q,d}$ [-]	37,75	18,75	18,75	37,75	37,75
	$N_{\gamma,d}$ [-]	56,31	22,96	22,96	56,31	56,31
	$i_{\gamma,d}$ [-]	0,181	0,204	0,096	0,181	0,303
	$e_{B,d}$ [m]	0,291	0,267	0,405	0,291	0,440
	B' [m]	1,22	1,27	0,99	1,22	0,92
	R_{Nd} [KN/m]	143,52	71,40	20,58	102,51	98,08
VERIFICA	$N_d \leq R_{Nd}$	OK	NO	NO	NO	NO
	R_{Nd} / N_d	1,31	0,66	0,18	0,94	0,68

VERIFICA DI SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA					
COMBINAZIONE		(a)	(b)	(c)	(d)
PARAMETRI, AZIONI E RESISTENZA DI PROGETTO	$P_{AH,d}$ [KN/m]	47,54	44,82	60,51	47,54
	T_d [KN/m]	47,54	44,82	60,51	47,54
	$\delta_{B,d}$ [°]	32	26,6	26,6	32
	W_d [KN/m]	101,05	101,05	101,05	101,05
	$P_{AV,d}$ [KN/m]	8,38	7,90	10,67	8,38
	$N_{G,d,fav}$ [KN/m]	109,43	108,95	111,72	109,43
	$R_{Td,base}$ [KN/m]	68,38	54,46	55,85	62,16
VERIFICA	$T_d \leq R_{Td,base}$	OK	OK	NO	OK
	$R_{Td,base} / T_d$	1,44	1,22	0,92	1,31

B.1.2 Base minima di progetto

VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE (Caso di W favorevole)						
COMBINAZIONE		(a)	(b)	(c)	(d)	(e)
GEOMETRIA MURO	B_{\min} [m]	1,72	1,97	2,39	1,82	1,97
	b_{\min} [m]	0,9211	1,1673	1,5929	1,0213	1,1681
	h [m]	0,162	0,206	0,281	0,180	0,206
	H [m]	3,562	3,606	3,681	3,580	3,606
PARAMETRI E AZIONI DI PROGETTO	$W_{1,d}$ [KN/m]	1,42	2,28	4,25	1,75	2,29
	$W_{2,d}$ [KN/m]	52,50	66,53	90,80	58,21	66,58
	$W_{3,d}$ [KN/m]	18,75	18,75	18,75	18,75	18,75
	$W_{4,d}$ [KN/m]	5,63	5,63	5,63	5,63	5,63
	$W_{5,d}$ [KN/m]	17,21	19,67	23,93	18,21	19,68
	W_d [KN/m]	95,51	112,86	143,35	102,55	112,92
	$\varphi'_{d(sand)}$ [°]	34	28,4	28,4	34	34
	$K_{a\gamma,d}$ [-]	0,299	0,380	0,380	0,299	0,299
	$P_{AH,d}$ [KN/m]	47,18	45,57	64,11	47,65	35,81
	$P_{AV,d}$ [KN/m]	8,32	8,04	11,30	8,40	6,31
	N_d [KN/m]	103,83	120,90	154,66	110,95	160,97
	$d_{w1,d}$ [m]	1,41	1,58	1,86	1,48	1,58
	$d_{w2,d}$ [m]	1,26	1,38	1,60	1,31	1,38
	$d_{w3,d}$ [m]	0,68	0,68	0,68	0,68	0,68
	$d_{w4,d}$ [m]	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
	$d_{w5,d}$ [m]	0,86	0,98	1,20	0,91	0,98
	$d_{PAH,d}$ [m]	1,19	1,20	1,23	1,19	1,20
	$d_{PAV,d}$ [m]	1,72	1,97	2,39	1,82	1,97
	$M^{(C)}_{stb,d}$ [KN/m·m]	98,47	130,48	196,97	110,94	130,59
$M^{(C)}_{dst,d}$ [KN/m·m]	41,71	38,97	51,61	41,56	41,33	
PARAMETRI E RESISTENZA DI PROGETTO	$\varphi'_{p,d(s\&g)}$ [°]	36	30,2	30,2	36	36
	$N_{q,d}$ [-]	37,75	18,75	18,75	37,75	37,75
	$N_{\gamma,d}$ [-]	56,31	22,96	22,96	56,31	56,31
	$i_{\gamma,d}$ [-]	0,162	0,242	0,201	0,186	0,343
	$e_{B,d}$ [m]	0,314	0,227	0,257	0,285	0,430
	B' [m]	1,09	1,51	1,88	1,25	1,11
	R_{Nd} [KN/m]	103,83	120,90	154,66	110,95	160,97
$N_d - R_{Nd}$ [KN/m]	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	

B.2 Situazione di progetto sismica

B.2.1 TORINO

- VALORI DI PROGETTO DELLE FORZE GRAVITAZIONALI IN CAMPO SISMICO
E DEI CORRISPONDENTI MOMENTI

prEN 1998:2021				$\alpha_H = 0,057$		
Elemento	Forza peso [KN/m]	Braccio di leva [m]	Momento [KN/m·m]	Forza inerziale (pseudo-statica) [KN/m]	Braccio di leva [m]	Momento [KN/m·m]
1 (suolo)	4,29	1,867	8,00	0,244	3,494	0,85
2 (suolo)	91,20	1,60	145,92	5,188	1,90	9,86
3 (cls)	18,75	0,675	12,66	1,067	1,90	2,03
4 (cls)	5,63	0,50	2,81	0,320	1,40	0,45
5 (cls)	24,00	1,20	28,80	1,365	0,20	0,27
TOT.: W	143,86	$M^{(C)}_W$	198,19	W_H	8,184	$M^{(C)}_{WH}$ 13,46

NTC 2018						$k_h = 0,031$	$k_v = \pm 0,016$		
CAPACITÀ PORTANTE / SCORRIMENTO									
Elemento	W [kN/m]	(1+k _v)W [kN/m]	(1-k _v)W [kN/m]	d _w [m]	M _w ⁺ [kNm/m]	M _w ⁻ [kNm/m]	W _H [kN/m]	d _{w,H} [m]	M _{w,H} [kNm/m]
1	4,29	4,36	4,22	1,867	8,13	7,88	0,13	3,494	0,47
2	91,20	92,63	89,77	1,60	148,21	143,63	2,86	1,90	5,43
3	18,75	19,04	18,46	0,675	12,85	12,46	0,59	1,90	1,12
4	5,625	5,71	5,54	0,50	2,86	2,77	0,18	1,40	0,25
5	24,00	24,38	23,62	1,20	29,25	28,35	0,75	0,20	0,15
TOT.:	143,86	146,12	141,61		201,30	195,09	4,51		7,42

NTC 2018						$k_h = 0,047$	$k_v = \pm 0,024$		
RIBALTAMENTO									
Elemento	W [kN/m]	(1+k _v)W [kN/m]	(1-k _v)W [kN/m]	d _w [m]	M _w ⁺ [kNm/m]	M _w ⁻ [kNm/m]	W _H [kN/m]	d _{w,H} [m]	M _{w,H} [kNm/m]
1	4,29	4,39	4,19	1,867	8,19	7,82	0,20	3,494	0,70
2	91,20	93,34	89,06	1,60	149,35	142,49	4,29	1,90	8,15
3	18,75	19,19	18,31	0,675	12,95	12,36	0,88	1,90	1,68
4	5,625	5,76	5,49	0,50	2,88	2,75	0,26	1,40	0,37
5	24,00	24,56	23,44	1,20	29,48	28,12	1,13	0,20	0,23
TOT.:	143,86	147,25	140,48		202,85	193,53	6,77		11,12

EN 1998:2004						$k_h = 0,041$		$k_v = \pm 0,014$	
Elemento	W [kN/m]	(1+k _v)W [kN/m]	(1-k _v)W [kN/m]	dw [m]	M _w ⁺ [kNm/m]	M _w ⁻ [kNm/m]	W _H [kN/m]	d _{w,H} [m]	M _{w,H} [kNm/m]
1	4,29	4,35	4,23	1,867	8,11	7,90	0,18	3,494	0,62
2	91,20	92,44	89,96	1,60	147,91	143,93	3,76	1,90	7,15
3	18,75	19,01	18,49	0,675	12,83	12,48	0,77	1,90	1,47
4	5,625	5,70	5,55	0,50	2,85	2,77	0,23	1,40	0,32
5	24,00	24,33	23,67	1,20	29,19	28,41	0,99	0,20	0,20
TOT.:	143,86	145,82	141,90		200,89	195,50	5,93		9,76

- VERIFICHE SISMICHE DI CAPACITÀ PORTANTE

prEN 1998:2021			
PARAMETRI E AZIONI DI PROGETTO		CAPACITÀ PORTANTE	
		α_H (con $\chi_H = 1$) < $0,5 \cdot V_{Ed}/N_{Ed}$	
B [m]	2,40	0,0853	0,168
H [m]	3,682	<i>Può trascurarsi l'inerzia nel suolo portante</i>	
W [kN/m]	143,86	N_{Ed} [kN/m]	151,39
W_H [kN/m]	8,184	M ^(C) _{stb,d} [kN/m·m]	198,19
$\varphi^{(sand)}$ [rad]	0,593	M ^(C) _{dst,d} [kN/m·m]	47,79
β_{sl} [rad]	0,175	$\varphi'_{p,d^{(s\&g)}}$ [°]	36
δ [rad]	0,175	N _{q,d} [-]	37,75
θ_{eq} [rad]	0,0568	N _{γ,d} [-]	56,31
ψ_A [rad]	-0,0818	i _{γ,d} [-]	0,293
K_{AE} [-]	0,331	e _{B,d} [m]	0,207
P _{AE} [kN/m]	43,35	B' [m]	1,987
P_{AE,H} [kN/m]	42,69	R_{Nd} [kN/m]	618,16
P_{AE,V} [kN/m]	7,53	<u>VERIFICA:</u>	
d _{PAE,H} [m]	1,23	α_H	≤ α_c
d _{PAE,V} [m]	2,40	0,057	0,15359
V _{Ed} [kN/m]	50,88	-> soddisfatta	

NTC 2018			
Direzione della componente sismica verticale		POSITIVA (↓)	NEGATIVA (↑)
AZIONI DI PROGETTO	$(1 \pm k_v)W$ [KN/m]	146,12	141,61
	M_w [KNm/m]	201,30	195,09
	W_H [KN/m]	4,51	
	$M_{w,H}$ [KNm/m]	7,42	
	M_{AE} [KNm/m]	32,70	31,76
	N [KN/m]	153,29	148,57
	V [KN/m]	45,17	44,01
PARAMETRI E RESISTENZA DI PROGETTO	e_B [m]	0,148	0,151
	B' [m]	2,103	2,099
	N_γ [-]	56,31	
	i_γ [-]	0,351	0,349
	z_γ [-]	0,985	
	γ_R	1,2	
	R_N [KN/m]	681,17	674,11
VERIFICA:		soddisfatta	soddisfatta

EN 1998:2004				
Direzione della componente sismica verticale		POSITIVA (↓)	NEGATIVA (↑)	PARAMETRI NUMERICI DEL CALCOLO
AZIONI DI PROGETTO	N_{Ed} [KN/m]	155,10	150,95	
	V_{Ed} [KN/m]	58,54	57,26	a 0,92
	M_{Ed} [KN/m]	52,07	51,03	b 1,25
CAPACITÀ PORTANTE MASSIMA (con carico centrato)	$\gamma_{\tan\varphi}$	1,25		c 0,92
	$\varphi'_{p,d(s\&g)}$ [°]	30,2		d 1,25
	$N_{q,d}$ [-]	18,75		e 0,41
	$N_{\gamma,d}$ [-]	22,96		f 0,32
	N_{max} [KN/m]	1308,30	1204,64	m 0,96
AZIONI NORMALIZZATE rispetto a N_{max}	\bar{N} [-]	0,1185	0,1253	k 1,00
	\bar{V} [-]	0,0447	0,0475	k' 0,39
	\bar{M} [-]	0,0166	0,0177	c_T 1,14
vincolo su \bar{N} : $0 < \bar{N} \leq (1 - m\bar{F})^k$	0,9635	ok	ok	c_M 1,01
INERZIA ADIMENSIONALE \bar{F} [-]		0,095		c'_M 1,01
VERIFICA:		0,2014 non soddisfatta	0,2331 non soddisfatta	β 2,90 γ 2,80

B.2.2 PALERMO

- VALORI DI PROGETTO DELLE FORZE GRAVITAZIONALI IN CAMPO SISMICO E DEI CORRISPONDENTI MOMENTI

prEN 1998:2021				$\alpha_H = 0,173$		
Elemento	Forza peso [KN/m]	Braccio di leva [m]	Momento [KN/m·m]	Forza inerziale (pseudo-statica) [KN/m]	Braccio di leva [m]	Momento [KN/m·m]
1 (suolo)	4,29	1,867	8,00	0,741	3,494	2,59
2 (suolo)	91,20	1,60	145,92	15,77	1,90	29,96
3 (cls)	18,75	0,675	12,66	3,242	1,90	6,16
4 (cls)	5,63	0,50	2,81	0,973	1,40	1,36
5 (cls)	24,00	1,20	28,80	4,150	0,20	0,83
TOT.:	W 143,86	$M^{(C)}_W$	198,19	W_H 24,876	$M^{(C)}_{WH}$	40,90

NTC 2018						$k_h = 0,097$	$k_v = \pm 0,049$		
CAPACITÀ PORTANTE / SCORRIMENTO									
Elemento	W [kN/m]	(1+k _v)W [kN/m]	(1-k _v)W [kN/m]	d _w [m]	M _w ⁺ [kNm/m]	M _w ⁻ [kNm/m]	W _H [kN/m]	d _{w,H} [m]	M _{w,H} [kNm/m]
1	4,29	4,50	4,08	1,867	8,39	7,62	0,42	3,494	1,46
2	91,20	95,64	86,76	1,60	153,02	138,82	8,88	1,90	16,87
3	18,75	19,66	17,84	0,675	13,27	12,04	1,83	1,90	3,47
4	5,625	5,90	5,35	0,50	2,95	2,68	0,55	1,40	0,77
5	24,00	25,17	22,83	1,20	30,20	27,40	2,34	0,20	0,47
TOT.:	143,86	150,87	136,86		207,84	188,55	14,01		23,03

NTC 2018						$k_h = 0,146$	$k_v = \pm 0,073$		
RIBALTAMENTO									
Elemento	W [kN/m]	(1+k _v)W [kN/m]	(1-k _v)W [kN/m]	d _w [m]	M _w ⁺ [kNm/m]	M _w ⁻ [kNm/m]	W _H [kN/m]	d _{w,H} [m]	M _{w,H} [kNm/m]
1	4,29	4,60	3,98	1,867	8,59	7,42	0,63	3,494	2,19
2	91,20	97,86	84,54	1,60	156,58	135,26	13,32	1,90	25,31
3	18,75	20,12	17,38	0,675	13,58	11,73	2,74	1,90	5,20
4	5,625	6,04	5,21	0,50	3,02	2,61	0,82	1,40	1,15
5	24,00	25,75	22,25	1,20	30,90	26,70	3,51	0,20	0,70
TOT.:	143,86	154,37	133,36		212,67	183,72	21,01		34,55

EN 1998:2004						$k_h = 0,133$	$k_v = \pm 0,044$		
Elemento	W [kN/m]	(1+k _v)W [kN/m]	(1-k _v)W [kN/m]	dw [m]	M _w ⁺ [kNm/m]	M _w ⁻ [kNm/m]	W _H [kN/m]	d _{w,H} [m]	M _{w,H} [kNm/m]
1	4,29	4,48	4,10	1,867	8,36	7,65	0,57	3,494	1,99
2	91,20	95,20	87,20	1,60	152,31	139,53	12,11	1,90	23,00
3	18,75	19,57	17,93	0,675	13,21	12,10	2,49	1,90	4,73
4	5,625	5,87	5,38	0,50	2,94	2,69	0,75	1,40	1,05
5	24,00	25,05	22,95	1,20	30,06	27,54	3,19	0,20	0,64
TOT.:	143,86	150,17	137,56		206,88	189,51	19,10		31,40

- VALORI DI PROGETTO DELLE SPINTE ATTIVE IN CAMPO SISMICO

prEN 1998:2021							
α_H [-]	θ_{eq} [°]	$\varphi' - \beta_{sl} = 24^\circ$	ψ_A [rad]	K_{AE} [-]	$P_{AE,H}$ [kN/m]	$P_{AE,V}$ [kN/m]	P_{AE} [kN/m]
0,173	9,81	$\geq \theta_{eq}$	-0,2533	0,453	58,36	10,29	59,26

NTC 2018								
Verifica	k_h [-]	k_v^\pm [-]	ψ^+ [°]	ψ^- [°]	K_{AE}^+ [-]	K_{AE}^- [-]	P_{AE}^+ [kN/m]	P_{AE}^- [kN/m]
CAP. PORTANTE SCORRIMENTO	0,097	0,049	5,30	5,84	0,3637	0,3718	49,13	45,56
RIBALTAMENTO	0,146	0,073	7,75	8,95	0,4025	0,4237	55,63	50,58

EN 1998:2004							
k_h [-]	k_v^\pm [-]	ψ^+ [°]	ψ^- [°]	K_{AE}^+ [-]	K_{AE}^- [-]	P_{AE}^+ [kN/m]	P_{AE}^- [kN/m]
0,133	0,044	7,25	7,90	0,4993	0,5138	67,13	63,27

- VERIFICHE SISMICHE DI CAPACITÀ PORTANTE

prEN 1998:2021				
PARAMETRI E AZIONI DI PROGETTO		CAPACITÀ PORTANTE		
		α_H (con $\chi_H = 1$) < $0,5 \cdot V_{Ed}/N_{Ed}$		
B [m]	2,40	0,2594	0,270	
H [m]	3,682	<i>Può trascurarsi l'inerzia nel suolo portante</i>		
W [KN/m]	143,86	N_{Ed} [KN/m]	154,15	
W_H [KN/m]	24,876	M ^(C) _{stb,d} [KN/m·m]	198,19	
$\varphi^{(sand)}$ [rad]	0,593	M ^(C) _{dst,d} [KN/m·m]	87,84	
β_{sl} [rad]	0,175	$\varphi'_{p,d}^{(s\&g)}$ [°]	36	
δ [rad]	0,175	N _{q,d} [-]	37,75	
θ_{eq} [rad]	0,1712	N _{γ,d} [-]	56,31	
ψ_A [rad]	-0,2533	i _{γ,d} [-]	0,097	
K_{AE} [-]	0,453	e _{B,d} [m]	0,484	
P _{AE} [KN/m]	59,26	B' [m]	1,432	
P_{AE,H} [KN/m]	58,36	R_{Nd} [KN/m]	106,77	
P_{AE,V} [KN/m]	10,29	<u>VERIFICA:</u>		
d _{PAE,H} [m]	1,23	α_H	>	α_C
d _{PAE,V} [m]	2,40	0,173		0,15359
V _{Ed} [KN/m]	83,24	-> non soddisfatta		

Base minima di progetto B_{min,d} [m] 2,59				
PARAMETRI E AZIONI DI PROGETTO		CAPACITÀ PORTANTE		
		N _{Ed} [KN/m]	167,46	
b_{min} [m]	1,7806	M ^(C) _{stb,d} [KN/m·m]	230,87	
H [m]	3,714	M ^(C) _{dst,d} [KN/m·m]	91,46	
W [KN/m]	156,99	$\varphi'_{p,d}^{(s\&g)}$ [°]	36	
W_H [KN/m]	27,145	N _{q,d} [-]	37,75	
K_{AE} [-]	0,453	N _{γ,d} [-]	56,31	
P _{AE} [KN/m]	60,29	i _{γ,d} [-]	0,113	
P_{AE,H} [KN/m]	59,37	e _{B,d} [m]	0,458	
P_{AE,V} [KN/m]	10,47	B' [m]	1,665	
d _{PAE,H} [m]	1,24	R_{Nd} [KN/m]	167,46	
d _{PAE,V} [m]	2,58	<u>VERIFICA:</u>		
V _{Ed} [KN/m]	86,52	α_H	≤	α_C
		0,173		0,173
-> soddisfatta				

NTC 2018			
Direzione della componente sismica verticale		POSITIVA (↓)	NEGATIVA (↑)
AZIONI DI PROGETTO	$(1 \pm k_v)W$ [KN/m]	150,87	136,86
	M_w [KNm/m]	207,84	188,55
	W_H [KN/m]	14,01	
	$M_{w,H}$ [KNm/m]	23,03	
	M_{AE} [KNm/m]	38,91	36,08
	N [KN/m]	159,40	144,77
	V [KN/m]	62,39	58,88
PARAMETRI E RESISTENZA DI PROGETTO	e_B [m]	0,285	0,306
	B' [m]	1,831	1,788
	N_γ [-]	56,31	
	i_γ [-]	0,225	0,209
	z_γ [-]	0,951	
	γ_R	1,2	
	R_N [KN/m]	320,24	283,08
VERIFICA:		soddisfatta	soddisfatta

EN 1998:2004						
Direzione della componente sismica verticale		POSITIVA (↓)	NEGATIVA (↑)	PARAMETRI NUMERICI DEL CALCOLO		
AZIONI DI PROGETTO	N_{Ed} [KN/m]	161,82	148,55	a	0,92	
	V_{Ed} [KN/m]	85,21	81,41			
	M_{Ed} [KN/m]	84,57	81,51			
CAPACITÀ PORTANTE MASSIMA (con carico centrato)	$\gamma_{\tan\phi}$	1,25		c	0,92	
	$\varphi'_{p,d(s\&g)}$ [°]	30,2		d	1,25	
	$N_{q,d}$ [-]	18,75		e	0,41	
	$N_{\gamma,d}$ [-]	22,96		f	0,32	
	N_{max} [KN/m]	1423,27	1089,67	m	0,96	
AZIONI NORMALIZZATE rispetto a N_{max}	\bar{N} [-]	0,1137	0,1363	k	1,00	
	\bar{V} [-]	0,0599	0,0747	k'	0,39	
	\bar{M} [-]	0,0248	0,0312	c_T	1,14	
vincolo su \bar{N} : $0 < \bar{N} \leq (1 - m\bar{F})^{k'}$		0,8738	ok	ok	c_M	1,01
INERZIA ADIMENSIONALE \bar{F} [-]		0,305		c'_M	1,01	
VERIFICA:		0,8490 non soddisfatta	1,0776 non soddisfatta	β	2,90	
				γ	2,80	