Ordine degli Ingegneri della Provincia di Mantova

Ordine degli Ingegneri della provincia di Mantova

Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/2008)

Circolare 2 febbraio 2009 n. 617

Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni " di cui al DM 14/01/2008

Novità e problemi applicativi

Mantova, 30-06-2009

Dott. Ing. Antonio Sproccati

D.M. 14-01-2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni

Martedì 23 Giugno 2009 la Camera dei Deputati ha approvato con 261 voti favorevoli, 226 contrari e 9 astenuti la Legge di conversione del Decreto Legge Abruzzo 39/2009

La legge è stata pubblicata in GU il 27/06/2009: Legge 24 giugno 2009 n. 77 (suppl. ord. N.99)

Il testo coincide con quello già approvato al Senato il 21/05/2009

La Legge contiene all'Articolo 1 Comma 1bis tra le misure di carattere generale l'entrata in vigore dal 1° luglio 2009 delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al DM 14/01/2008

SENATO DELLA REPUBBLICA

Attesto che il Senato della Repubblica,
il 21 maggio 2009, ha approvato il seguente disegno di legge,
d'iniziativa del Governo:

Conversione in legge, con modificazioni, del decreto-legge 28 aprile 2009, n. 39, recante interventi urgenti in favore delle popolazioni colpite dagli eventi sismici nella regione Abruzzo nel mese di aprile 2009 e ulteriori interventi urgenti di protezione civile

Art. 1.

1. Il decreto-legge 28 aprile 2009, n. 39, recante interventi urgenti in favore delle popolazioni colpite dagli eventi sismici nella regione Abruzzo nel mese di aprile 2009 e ulteriori interventi urgenti di protezione civile, è convertito in legge con le modificazioni riportate in allegato alla presente legge.

2. La presente legge entra in vigore il giorno successivo a quello della sua pubblicazione nella *Gazzetta Ufficiale*.

IL PRESIDENTE

Dopo l'articolo 1, è inserito il seguente:

«Art. 1-*bis*. - *(Misure urgenti in materia antisismica)*. – *1.* All'articolo 20, comma 1, del decreto-legge 31 dicembre 2007, n. 248, convertito, con modificazioni, dalla legge 28 febbraio 2008, n. 31, e successive modificazioni, al primo periodo, le parole: "30 giugno 2010" sono sostituite dalle seguenti: "30 giugno 2009" e il secondo periodo è soppresso».

D.M. 14-01-2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni

Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008

Con decreto ministeriale 14 gennaio 2008, pubblicato nella G.U. del 4 febbraio 2008, n.29, sono state approvate le "Nuove norme tecniche per le costruzioni", testo normativo che raccoglie in forma unitaria le norme che disciplinano la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle costruzioni al fine di garantire, per stabiliti livelli sicurezza, la pubblica incolumità.

Tali norme rappresentano la più avanzata espressione normativa a tutela della pubblica incolumità nel settore delle costruzioni, secondo un'impostazione coerente con gli eurocodici e con contenuti all'avanguardia, riguardo alla puntuale valutazione della pericolosità sismica del territorio nazionale e quindi alle esigenze di una moderna progettazione sismoresistente delle opere di ingegneria civile da realizzare o ristrutturare in Italia; impostazione condivisa dal mondo accademico, professionale e produttivo-imprenditoriale.

In considerazione del carattere innovativo di dette norme, si è ritenuto opportuno emanare la presente circolare esplicativa che ha cercato di privilegiare, con una trattazione maggiormente diffusa, gli argomenti più innovativi e per certi versi più complessi trattati dalle Nuove norme tecniche.

Il testo, pur essendo articolato e corposo, non travalica i compiti e i limiti propri di una circolare, e quindi non modifica argomenti trattati dalle Nuove norme tecniche, né aggiunge nuovi argomenti, se non per informazioni, chiarimenti ed istruzioni applicative.

Con le presenti istruzioni si è inteso fornire agli operatori indicazioni, elementi informativi ed integrazioni, per una più agevole ed univoca applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni.

La presente circolare e' stata sottoposta al parere dell'Assemblea generale del Consiglio superiore dei lavori pubblici che si e' espressa favorevolmente in data 11 aprile 2008 con voto n. 305/07.

Roma, 2 febbraio 2009

Il Ministro: MATTEOLI

SOMMARIO

INTRODUZIONE

C2. SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE

C2.4.1 VITA NOMINALE
C2.4.2 CLASSI D'USO
C2.4.3 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA
C2.6.1 STATI LIMITE ULTIMI

C2.7 VERIFICHE ALLE TENSIONI AMMISSIBILI

C3. AZIONI SULLE COSTRUZIONI

C3.1 OPERE CIVILI ED INDUSTRIALI

C3.1.3 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI
C3.1.4 CARICHI VARIABILI

C3.2 AZIONE SISMICA

C3.2.1 STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO
C3.2.2 CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE
C3.2.3 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA
C3.2.3.2.2 Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale
C3.2.3.6 Impiego di accelerogrammi

C3.3 AZIONI DEL VENTO

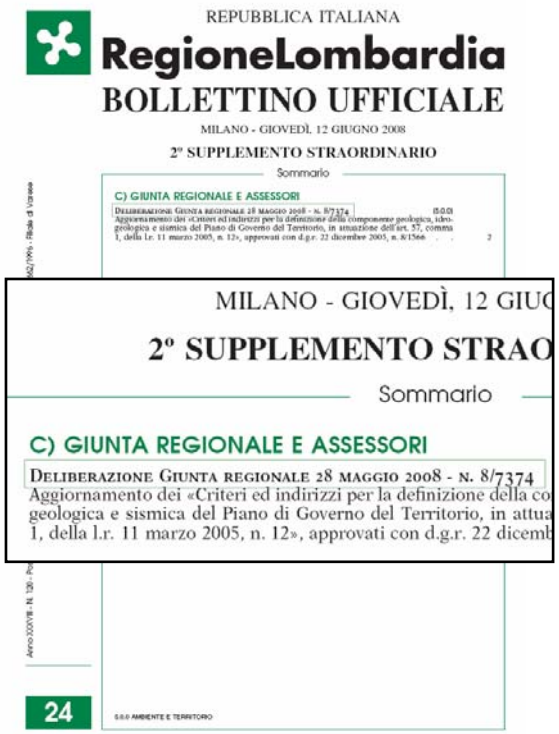
C3.3.2 VELOCITÀ DI RIFERIMENTO
C3.3.10 COEFFICIENTE DI FORMA (O AERODINAMICO)
C3.3.10.1 Edifici a pianta rettangolare con coperture piane, a falde, inclinate, curve
C3.3.10.2 Coperture multiple
C3.3.10.2.1 Vento diretto normalmente alle linee di colmo
C3.3.10.2.2 Vento diretto parallelamente alle linee di colmo
C3.3.10.3 Tettoie e pensiline isolate
C3.3.10.3.1 Elementi con spioventi aventi inclinazione sull'orizzontale $\alpha \neq 0°$
C3.3.10.3.2 Elementi con spioventi aventi inclinazione sull'orizzontale $\alpha = 0°$
C3.3.10.4 Travi ad anima piena e reticolari
C3.3.10.4.1 Travi isolate.
C3.3.10.4.2 Travi multiple.
C3.3.10.5 Torri e pali a traliccio a sezione rettangolare o quadrata.
C3.3.10.6 Corpi cilindrici
C3.3.10.7 Corpi sferici
C3.3.10.8 Pressioni massime locali
C3.3.11 COEFFICIENTE DI ATTRITO

C3.4 AZIONI DELLA NEVE

C3.4.5 CARICO NEVE SULLE COPERTURE
C3.4.5.1 Coefficiente di forma per le coperture
C3.4.5.4 Coperture a più falde
C3.4.5.5 Coperture cilindriche
C3.4.5.6. Coperture adiacenti o vicine a costruzioni più alte

Segue

D.M. 14-01-2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni



REPUBBLICA ITALIANA

RegioneLombardia

BOLLETTINO UFFICIALE

MILANO - GIOVEDÌ, 12 GIUGNO 2008

2° SUPPLEMENTO STRAORDINARIO

Sommario

C) GIUNTA REGIONALE E ASSESSORI

DELIBERAZIONE GIUNTA REGIONALE 28 MAGGIO 2008 - N. 8/7374

Aggiornamento dei «Criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del Piano di Governo del Territorio, in attuazione dell'art. 57, comma 1, della l.r. 11 marzo 2005, n. 12», approvati con d.g.r. 22 dicembre 2005, n. 8/1566

24

Pag. 8

blicata sulla G.U. n. 105 dell'8 maggio 2003 Supplemento ordinario n. 72, vengono individuate in prima applicazione le zone sismiche sul territorio nazionale. Tale ordinanza è in vigore dal 23 ottobre 2005 per gli aspetti inerenti la classificazione sismica: di tale classificazione la Regione Lombardia ha preso atto con d.g.r. n. 14964 del 7 novembre 2003.

Si è quindi passati dalla precedente classificazione sismica di cui al d.m. 5 marzo 1984 (41 comuni distribuiti tra le province di Bergamo, Brescia, Cremona e Pavia, tutti in zona 2), alla attuale:

	Zona 1	Zona 2	Zona 3	Zona 4
BERGAMO	=	4	85	155
BRESCIA	=	32	116	58
COMO	=	=	=	163
CREMONA	=	4	=	111
LECCO	=	=	=	90
LODI	=	=	=	61
MANTOVA	=	=	21	49
MILANO	=	=	=	188
PAVIA	=	1	16	173
SONDRIO	=	=	=	78
VARESE	=	=	=	141
TOTALE	=	41	238	1267

Dal punto di vista della normativa tecnica associata alla nuova classificazione sismica, dal 5 marzo 2008 è in vigore il d.m. 14 gennaio 2008 «Approvazione delle nuove Norme Tecniche per le costruzioni», pubblicato sulla G.U. n. 29 del 4 febbraio 2008, che sostituisce il precedente d.m. 14 settembre 2005, fatto salvo il periodo di monitoraggio di 18 mesi, di cui al comma 1 dell'art. 20 della l. 28 febbraio 2008, n. 31.

Durante tale periodo, fino al 30 giugno 2009, si possono utilizzare per la progettazione sia le norme del d.m 14 gennaio 2008, sia le norme previgenti, elencate al comma 2 del sopracitato art. 20 della l. 28 febbraio 2008, n. 31.

Fanno eccezione le nuove progettazioni degli interventi relativi agli edifici e alle opere infrastrutturali di cui al decreto del Capo del Dipartimento della Protezione Civile 21 ottobre 2003, per le quali si applicano da subito le disposizioni del d.m. 14 gennaio 2008.

Fino al termine del periodo di monitoraggio (30 giugno 2009), in zona 4, ai sensi della d.g.r. n. 14964 del 7 novembre 2003, la progettazione antisismica è obbligatoria esclusivamente per gli edifici strategici e rilevanti, individuati dal d.d.u.o. della Regione Lombardia n. 19904 del 21 novembre 2003 non rientranti nelle tipologie di cui al decreto del Capo del Dipartimento della Protezione Civile 21 ottobre 2003. Qualora si optasse per l'utilizzo della normativa previgente in materia, si dovranno necessariamente considerare le specifiche di «sismicità media» (S = 9) per i comuni in zona 2 e di «sismicità bassa» (S = 6) per comuni sia in zona 3 che in zona 4.

Dal 1° luglio 2009 la progettazione antisismica, per tutte le zone sismiche e per tutte le tipologie di edifici sarà regolata dal d.m. 14 gennaio 2008.

Regione Lombardia

Progettazione in Zona 4

Ne consegue che **in Lombardia** (come in diverse altre Regioni) **diventa obbligatoria la progettazione sismica anche in Z4**

D.M. 14-01-2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni

Progettazione in zona 4

3 modalità alternative

1) Metodo standard NTC2008 con spettro secondo All. A
2) Metodo semplificato NTC 2008 con Sd(T1) = 0.07 g
3) TA con S=5

C7. PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

Nell'ottica di sintesi e semplificazione detta, è sembrato opportuno, in situazioni di pericolosità sismica molto bassa (zona 4) ammettere metodi di progetto-verifica semplificati. In tal senso, per le opere realizzate in siti ricadenti in zona 4 e qualora siano rispettate le ulteriori condizioni appresso elencate, le NTC consentono l'utilizzo dei due diversi metodi semplificati di verifica nel seguito illustrati:

- **Metodo 1** - Per le costruzioni di tipo 1 e 2 e di classe d'uso I e II, le verifiche di sicurezza possono essere condotte alle tensioni ammissibili, secondo quanto specificato nel § 2.7 delle NTC.
- **Metodo 2** - Per tutti i tipi di costruzione e le classi d'uso, le verifiche di sicurezza nei confronti dello SLV possono essere condotte per una forza di progetto calcolata assumendo uno spettro di progetto costante e pari a 0,07g, ed ammettendo implicitamente un possibile danneggiamento delle strutture, corrispondente ad un fattore di struttura di valore comunque non superiore a q = 2,15.

Il **Metodo 2** consente la progettazione della costruzione sotto l'azione sismica di cui sopra nei modi indicati nei Cap.4, 5, 6 delle NTC a condizione che soddisfi i tre requisiti seguenti:

- ai fini della ripartizione delle sollecitazioni sismiche tra gli elementi strutturali resistenti, gli orizzontamenti debbono essere assimilabili a diaframmi rigidi (§ 7.2.6), ossia ad elementi infinitamente rigidi nel loro piano; maggiori indicazioni al riguardo sono riportate nel § 7.2.6.
- i particolari costruttivi sono quelli relativi alla classe di duttilità bassa "CDB" quale definita nel § 3.2.1 delle NTC, ossia le azioni sismiche convenzionali sono determinate ammettendo solo un danneggiamento limitato delle strutture.
- per le verifiche agli stati limite si utilizza la combinazione delle azioni definita al § 3.2.4 delle NTC.

Per le costruzioni semplici in muratura, sono previste regole di progetto semplificate che non prevedono verifiche di sicurezza dettagliate, secondo quanto specificato in § 7.8.1.9

Vanno comunque rispettati i dettagli sismici e i minimi di armatura

Non esiste l'obbligo del rispetto della Gerarchia delle Resistenze

7 PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

Il presente capitolo disciplina la progettazione e la costruzione delle nuove opere soggette anche all'azione sismica. Le sue indicazioni sono da considerare aggiuntive e non sostitutive di quelle riportate nei Cap. 4, 5 e 6; si deve inoltre fare sempre riferimento a quanto indicato nel Cap. 2 per la valutazione della sicurezza e nel Cap. 3 per la valutazione dell'azione sismica.

Le costruzioni da edificarsi in siti ricadenti in zona 4 possono essere progettate e verificate applicando le sole regole valide per le strutture non soggette all'azione sismica, alle condizioni di seguito enunciate:

- i diaframmi orizzontali devono rispettare quanto prescritto al § 7.2.6;
- gli elementi strutturali devono rispettare le limitazioni, in termini di geometria e di quantitativi d'armatura, relative alla CD "B" definita nel § 7.2.1;
- le sollecitazioni debbono essere valutate considerando la combinazione di azioni definita nel § 3.2.4 e applicando, in due direzioni ortogonali, il sistema di forze orizzontali definito dalle espressioni (7.3.6) e (7.3.7), in cui si assumerà $S_d(T_1) = 0{,}07g$[1] per tutte le tipologie.

Le relative verifiche di sicurezza debbono essere effettuate, in modo indipendente nelle due direzioni, allo stato limite ultimo. Non è richiesta la verifica agli stati limite di esercizio.

VERIFICHE ALLE TENSIONI AMMISSIBILI

Relativamente ai metodi di calcolo, è d'obbligo il Metodo agli stati limite di cui al § 2.6.

Per le costruzioni di tipo 1 e 2 e Classe d'uso I e II, limitatamente a siti ricadenti in Zona 4, è ammesso il Metodo di verifica alle tensioni ammissibili. Per tali verifiche si deve fare riferimento alle norme tecniche di cui al D.M. LL. PP. 14.02.92, per le strutture in calcestruzzo e in acciaio, al D.M. LL. PP. 20.11.87, per le strutture in muratura e al D.M. LL. PP. 11.03.88 per le opere e i sistemi geotecnici.

Le norme dette si debbono in tal caso applicare integralmente, salvo per i materiali e i prodotti, le azioni e il collaudo statico, per i quali valgono le prescrizioni riportate nelle presenti norme tecniche.

Le azioni sismiche debbono essere valutate assumendo pari a 5 il grado di sismicità S, quale definito al § B. 4 del D.M. LL. PP. 16.01.1996, ed assumendo le modalità costruttive e di calcolo di cui al D.M. LL. PP. citato, nonché alla Circ. LL. PP. 10.04.97, n. 65/AA.GG. e relativi allegati.

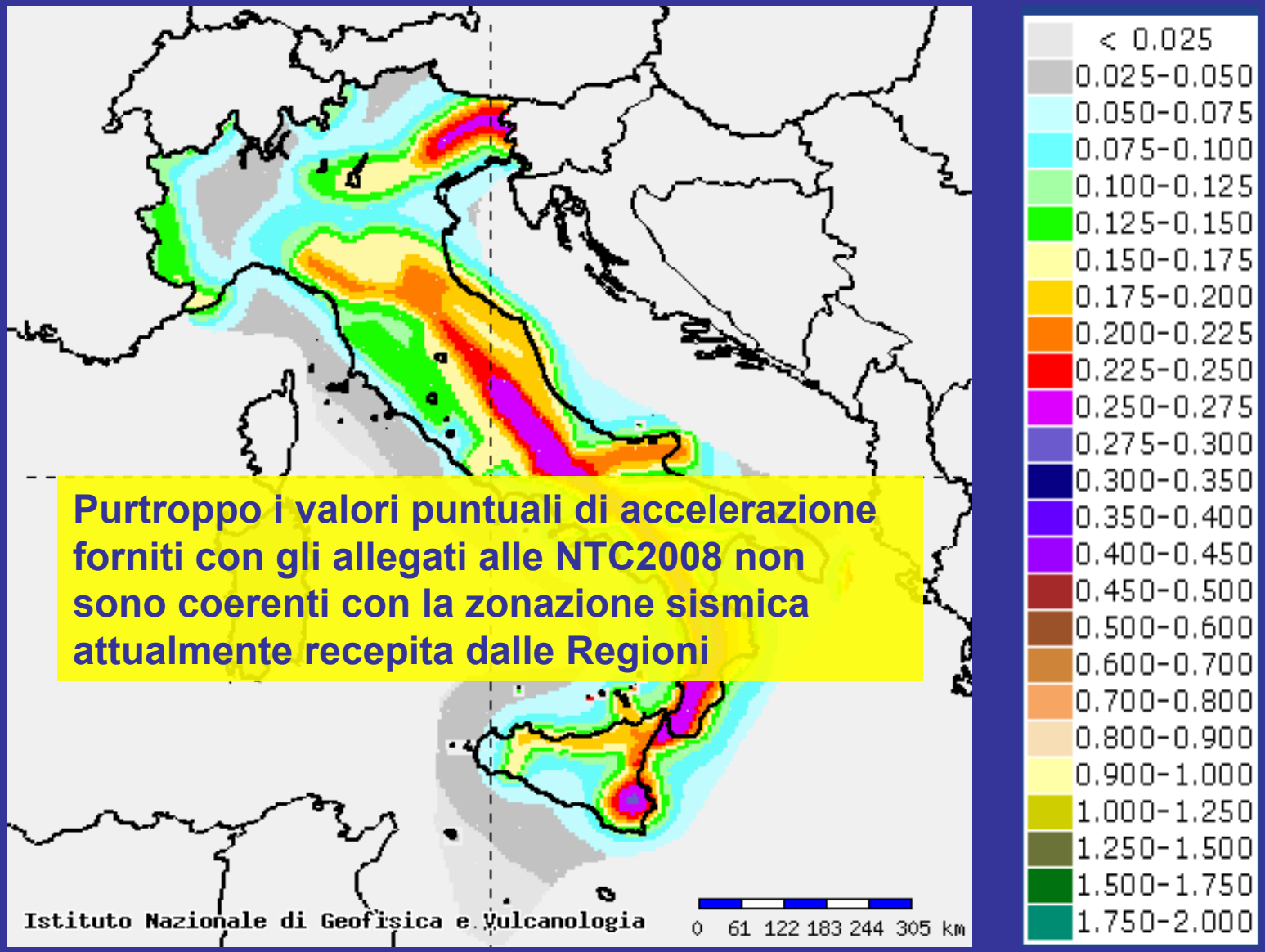
2 CRITERI

a) Le "Norme tecniche" indicano 4 valori di accelerazioni orizzontali (a_g/g) di ancoraggio dello spettro di risposta elastico e le norme progettuali e costruttive da applicare; pertanto, il numero delle zone è fissato in 4.

b) Ciascuna zona sarà individuata secondo valori di accelerazione di picco orizzontale del suolo (a_g), con probabilità di superamento del 10% in 50 anni, secondo lo schema seguente:

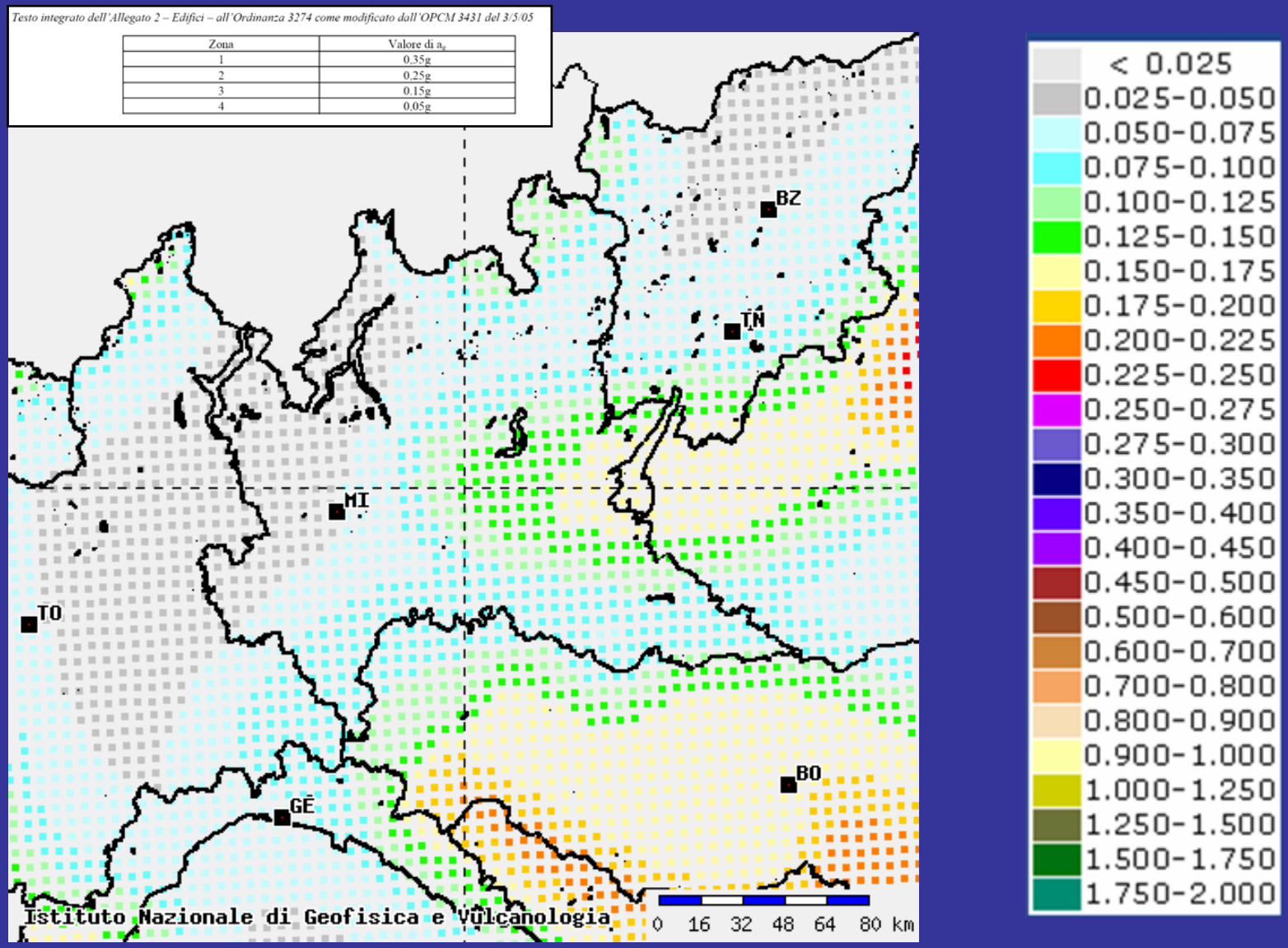
zona	accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10 % in 50 anni [a_g/g]	accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico (Norme Tecniche) [a_g/g]
1	> 0,25	0,35
2	0,15-0,25	0,25
3	0,05-015	0,15
4	<0,05	0,05

D.M. 14-01-2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni
Valori di Ag per Tr=475 anni



Purtroppo i valori puntuali di accelerazione forniti con gli allegati alle NTC2008 non sono coerenti con la zonazione sismica attualmente recepita dalle Regioni

D.M. 14-01-2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni
Valori di Ag per Tr=475 anni – Lombardia



D.M. 14-01-2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni
Valori di Ag per Tr=475 anni – Provincia di MN

Castiglione
Ag = 0,150 g
Fo = 2.455

Cavriana
Ag = 0,144 g
Fo = 2.436

Monzambano
Ag = 0,153 g
Fo = 2.424

Goito
Ag = 0,119 g
Fo = 2.481

Porto Mno
Ag = 0,970 g
Fo = 2.558

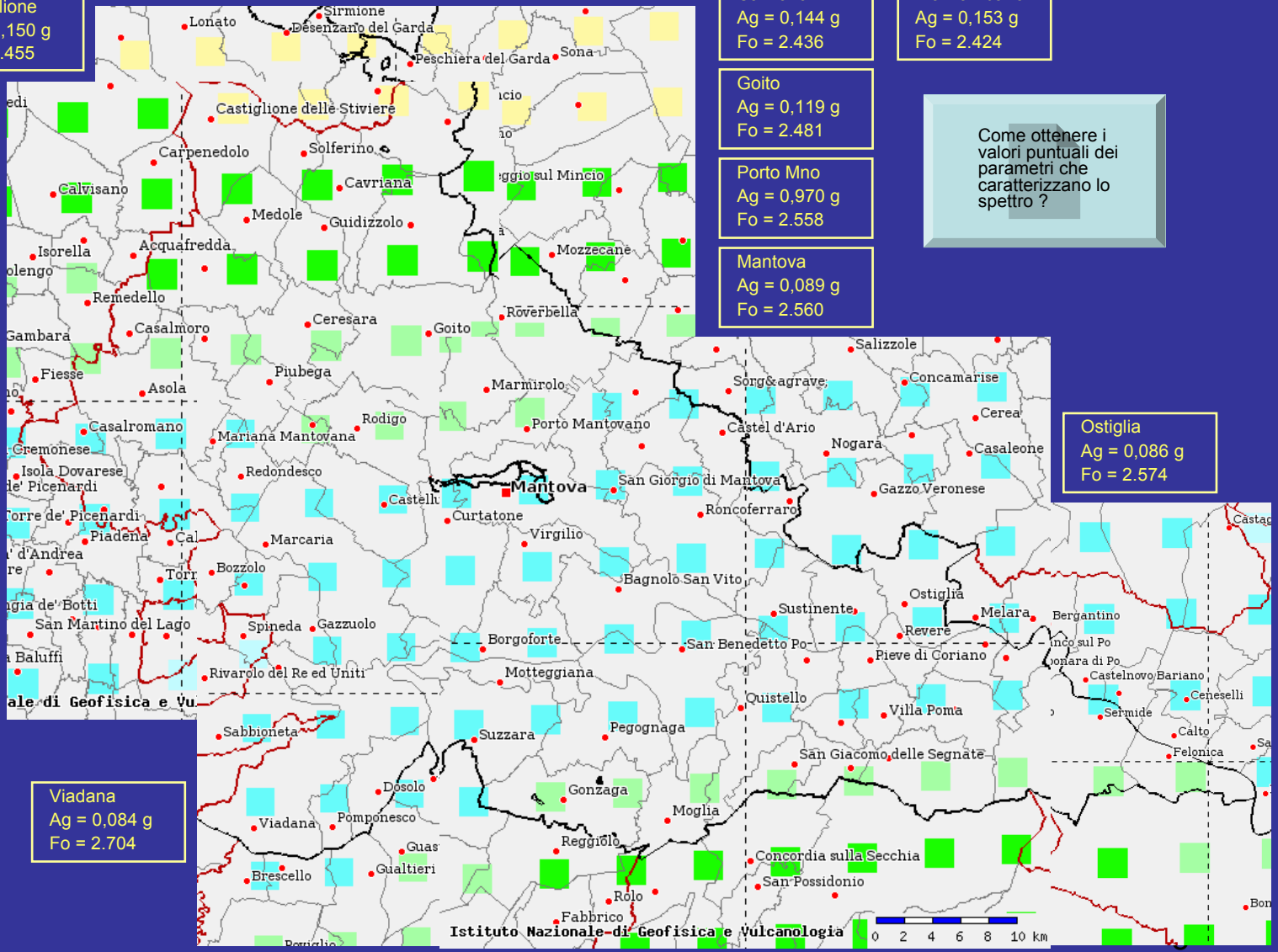
Mantova
Ag = 0,089 g
Fo = 2.560

Come ottenere i valori puntuali dei parametri che caratterizzano lo spettro ?

Ostiglia
Ag = 0,086 g
Fo = 2.574

Viadana
Ag = 0,084 g
Fo = 2.704

< 0.025
0.025-0.050
0.050-0.075
0.075-0.100
0.100-0.125
0.125-0.150
0.150-0.175
0.175-0.200
0.200-0.225
0.225-0.250
0.250-0.275
0.275-0.300
0.300-0.350
0.350-0.400
0.400-0.450
0.450-0.500
0.500-0.600
0.600-0.700
0.700-0.800
0.800-0.900
0.900-1.000
1.000-1.250
1.250-1.500
1.500-1.750
1.750-2.000



D.M. 14-01-2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni

Confronto tra le azioni sismiche in Zona 4 a seconda del metodo di calcolo utilizzato

1) Metodo standard NTC 2008 con spettro di risposta secondo pericolosità di base

Esempio:

Edificio classe d'uso 2: **Cu=1**

Provincia di Mantova – Comune di Rodigo

Terreno tipo **C**

Struttura non regolare in altezza: **Kr=0.8**

Coefficiente di struttura **q_0 = 3**

Coefficiente di struttura **q = 3x0.8=2.4**

2) Metodo semplificato NTC 2008 con **Sd(T1) = 0.07 g**

3) Metodo semplificato NTC 2008 con tensioni ammissibili **S = 5**

Solo per costruzioni di tipo 1 e 2 classe d'uso I e II

D.M. 14-01-2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni

1) Metodo standard NTC 2008 con spettro di risposta secondo pericolosità di base Allegato A

Edificio classe d'uso 2 **Cu=1** Provincia di Mantova – Comune Rodigo Terreno tipo C – Classe duttilità CD"B"

Spettro elastico

Elaborazioni effettuate con *"Spettri NTC ver.1.0.2"*

Valori dei parametri a_g, F_o, T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	30	0,034	2,525	0,217
SLD	50	0,044	2,533	0,256
SLV	475	0,101	2,546	0,287
SLC	975	0,130	2,529	0,290

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Coefficiente di struttura

q = 3x0.8=2.4

Spettro di progetto

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,101 g
F_o	2,546
T_C^*	0,287 s
S_S	1,500
C_C	1,584
S_T	1,000
q	2,400

Parametri dipendenti

S	1,500
η	0,417
T_B	0,152 s
T_C	0,455 s
T_D	2,002 s

Punti dello spettro di risposta

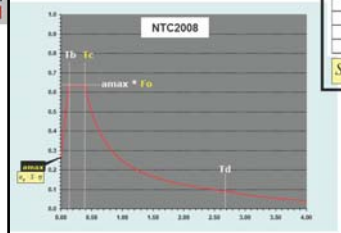
	T [s]	Se [g]
	0,000	0,151
T_B ←	0,152	0,160
T_C ←	0,455	0,160
	0,529	0,138
	0,603	0,121
	0,676	0,108
	0,750	0,097
	0,824	0,088
	0,897	0,081
	0,971	0,075
	1,045	0,070
	1,118	0,065
	1,192	0,061
	1,266	0,058
	1,339	0,054
	1,413	0,052

$$0 \le T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o}\left(1 - \frac{T}{T_B}\right)\right]$$

$$T_B \le T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \le T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \left(\frac{T_C}{T}\right)$$

$$T_D \le T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2}\right)$$



$$S = S_S \cdot S_T$$

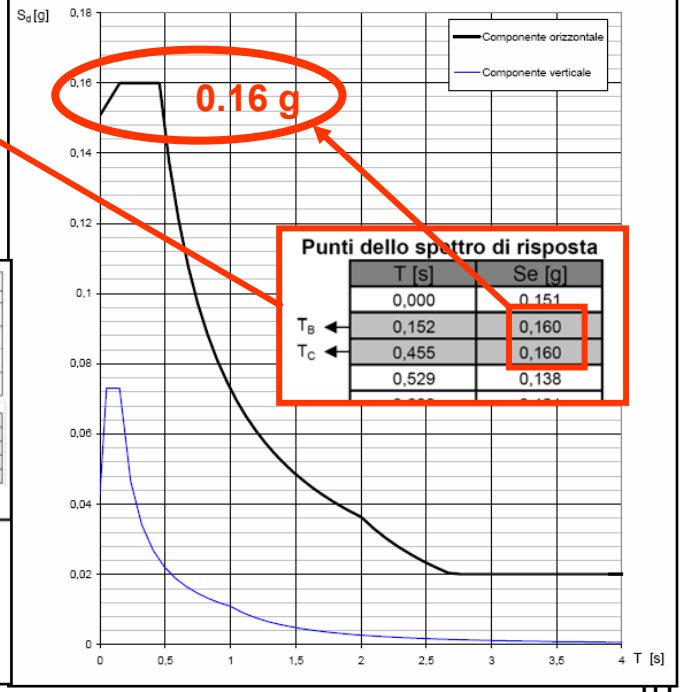
$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \ge 0{,}55$$

$$T_B = T_C / 3$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

$$T_D = 4{,}0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1{,}6$$

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV

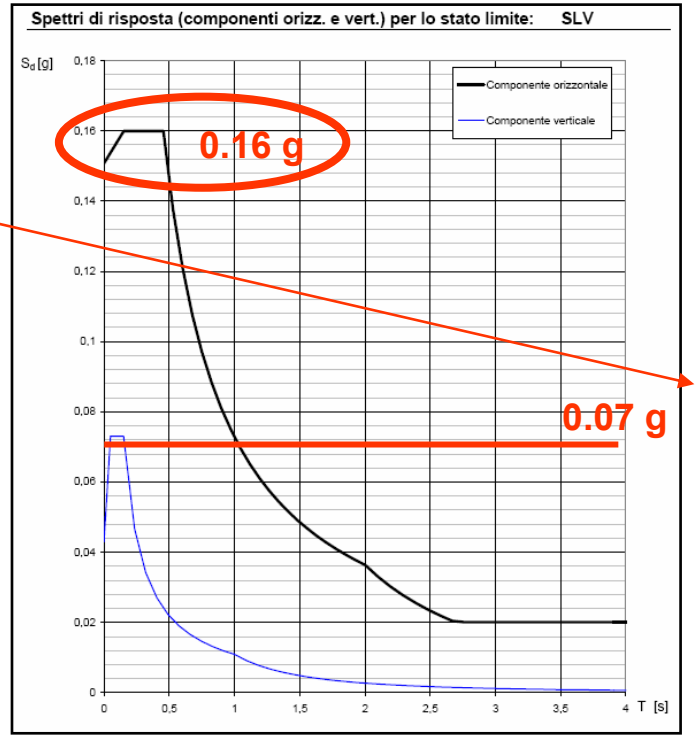


D.M. 14-01-2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni

2) Metodo semplificato NTC 2008:

Sd(T1) = 0.07 g

In zona 4 per alcune zone (come la provincia di MN) tra il metodo che utilizza la pericolosità sismica secondo l'allegato A e il metodo semplificato ci possono essere differenze superiori al 100% nella valutazione delle azioni.



1) Metodo standard NTC 2008 con spettro di risposta secondo pericolosità di base Allegato A

$$T_{base} \approx 0.16 \cdot W_{tot}$$

2) Metodo semplificato NTC 2008 con spettro di risposta costante con valore pari a 0.07g

$$T_{base} = 0.07 \cdot W_{tot}$$

3) Metodo semplificato NTC 2008 con tensioni ammissibili **S = 5**

$$F_i = K_{hi} \cdot W_i \qquad K_{hi} = C \cdot R \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot \gamma_i \cdot I \qquad C = \frac{S-2}{100} = 0.03$$

$$T_{base} = (C \cdot R \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot I) \cdot W_{tot} \rightarrow T_{base} = (0.03 \cdot 1 \cdot 1.3 \cdot 1.2 \cdot 1) \cdot W_{tot} = 0.0468 \cdot W_{tot}$$

0.03

ε=1-1.3 coeff. fondazione

per $T_o > 0,8$ secondi R = 0,862 / T_o 2/3
per $T_o \leq 0,8$ secondi R = 1,0

R=1

β=1-1.2 coeff. struttura

I=1

Tenendo conto che si utilizza il metodo alle TA e il coefficiente di sicurezza globale rispetto al metodo agli SL è circa 1.5

$$T_{base}^{SLU} = 0.0468 \cdot 1.5 \cdot W_{tot} = 0.0702 \cdot W_{tot}$$

D.M. 14-01-2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni

PREMESSA

1 OGGETTO

2 SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE

- Principi fondamentali
- Stati Limite
- Valutazione della sicurezza
- Vita Nominale – Classi d'uso – Periodo di riferimento
- Azioni sulle costruzioni
- Azioni nelle verifiche agli St. Limite
- Verifiche alle Tensioni Ammissibili

3 AZIONI SULLE COSTRUZIONI

- Azione sismica
- Vento
- Neve
- Temperatura
- Az. Eccezionali

4 COSTRUZIONI CIVILI E INDUSTRIALI

Costruzioni
- in calcestruzzo
- in acciaio
- miste acciaio-calcestruzzo
- in legno
- in muratura
- in altri materiali

5 PONTI

- Ponti stradali
- Ponti ferroviari

6 PROGETTAZIONE GEOTECNICA

- Disposizioni generali
- Articolazione del progetto
- Stabilità dei pendii naturali
- Opere di fondazione
- Opere di sostegno
- Tiranti di ancoraggio
- Opere in mat. Sciolti e fronti di scavo
- Miglioramento e rinforzo dei terreni
- Consolidamento geotecnico di op. esistenti
- Discariche e depositi di inerti
- Fattibilità di opere su grandi aree

7 PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

- Requisiti nei confronti degli St. Limite
- Criteri generali di progettazione e modellazione
- Metodi di analisi e verifica
- Costruzioni
  - in calcestruzzo
  - in acciaio
  - miste acciaio-calcestruzzo
  - in legno
  - in muratura
  - in altri materiali
- Ponti
- Strutture con isolamento o dissipazione
- Opere e sistemi geotecnici

8 COSTRUZIONI ESISTENTI

9 COLLAUDO STATICO

10 REDAZIONE DEI PROGETTI ESECUTIVI E DELLE RELAZIONI DI CALCOLO

11 MATERIALI E PRODOTTI PER USO STRUTTURALE

12 RIFERIMENTI TECNICI

ALLEGATO A: PERICOLOSITA' SISMICA

ALLEGATO B: TABELLE DEI PARAMETRI CHE DEFINISCONO L'AZIONE SISMICA

D.M. 14-01-2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni
Cap. 2 – Sicurezza e prestazioni attese

La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale. Stato limite è la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata.

In particolare, secondo quanto stabilito nei capitoli specifici, le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- *sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU)*: capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera;
- *sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE):* capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;
- *robustezza nei confronti di azioni eccezionali:* capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti quali incendio, esplosioni, urti.

Il superamento di uno stato limite ultimo ha carattere irreversibile e si definisce collasso.

Il superamento di uno stato limite di esercizio può avere carattere reversibile o irreversibile.

Per le opere esistenti è possibile fare riferimento a livelli di sicurezza diversi da quelli delle nuove opere ed è anche possibile considerare solo gli stati limite ultimi. Maggiori dettagli sono dati al Cap. 8.

0) Vita Nominale

L'approccio alla sicurezza è di tipo probabilistico:

Devono essere identificati i fenomeni (gli stati limite) e le situazioni al di là delle quali la struttura non soddisfa più le prestazioni per le quali è stata progettata; inoltre va stimata la gravità dei rischi legati al raggiungimento degli stati limite

1) Identificazione degli Stati Limite

Vanno individuati i criteri di accettabilità, cioè deve essere definita una modalità di misura della sicurezza affinché la probabilità di verificarsi degli stati limite sia abbastanza piccolo da essere accettata.

2) Criteri di misura della sicurezza

EQU : Perdita di equilibrio della struttura o di una sua parte considerata come corpo rigido (non entrano in gioco i valori di resistenza dei materiali)

STR : Rottura per superamento della capacità portante di elementi strutturali: lo stato limite è governato dalla resistenza dei materiali costituenti l'elemento strutturale

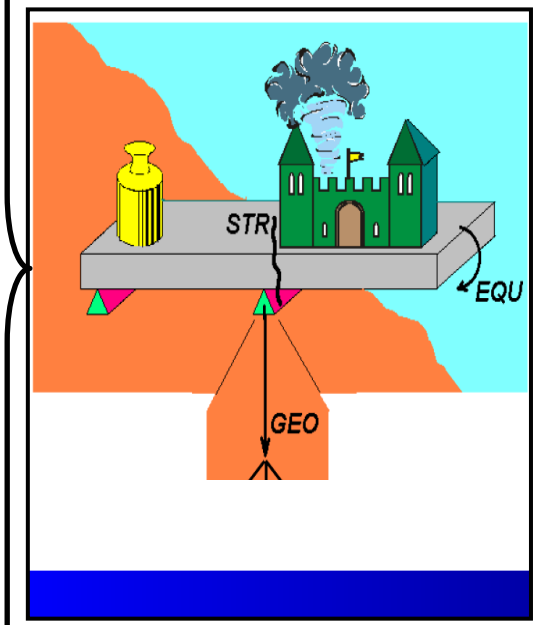
GEO : Rottura o eccessiva deformazione del terreno: risultano determinanti nella valutazione di questo SL le caratteristiche di resistenza del terreno

UPL : Perdita di equilibrio della struttura o del terreno dovuto a sollevamento causato dalla pressione idrostatica

HYD : Sollevamento di origine idraulica, erosione interna del suolo dovuta ad elevati gradienti idraulici

FAT : Rottura per fatica della struttura o di un elemento strutturale.

1) Identificazione degli Stati Limite



Trattati nel Cap. 6 – Progettazione Geotecnica

Cap. 2 – Modalità di verifica della sicurezza: metodo semiprobabilistico agli Stati Limite (metodo dei coefficienti parziali)

Valori di calcolo delle Azioni

$F \rightarrow F_k \rightarrow F_d = \gamma_f F_k \rightarrow E_d = \gamma_{Sd} E(F_d ; a_d)$

Frattile 95%

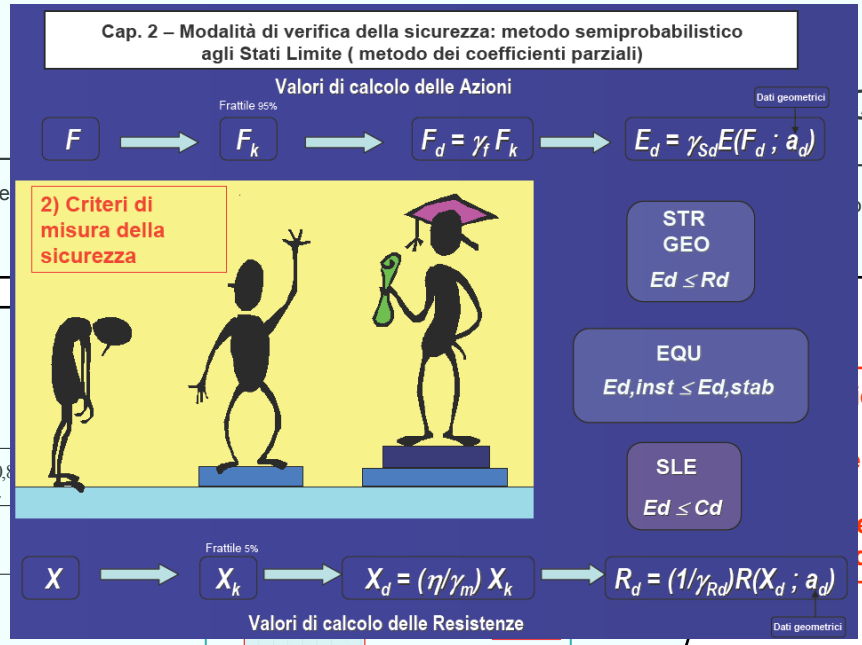
Dati geometrici

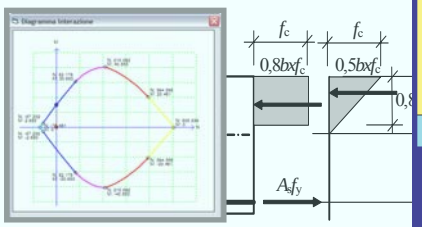
SLU Fondamentale

$\gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \ldots$

Permanenti strutturali

Permanenti non strutturali





STR GEO

$Ed \leq Rd$

EQU

$Ed,inst \leq Ed,stab$

...enti parziali applicati ...ente alle (azioni e ...e) che sono ...di incertezza

Valori di calcolo delle Resistenze

$X \rightarrow X_k \rightarrow X_d = (\eta/\gamma_m) X_k \rightarrow R_d = (1/\gamma_{Rd})R(X_d ; a_d)$

Frattile 5%

Dati geometrici

Cap. 2 – Modalità di verifica della sicurezza: metodo semiprobabilistico agli Stati Limite (metodo dei coefficienti parziali)

Valori di calcolo delle Azioni

Frattile 95%

$F \rightarrow F_k \rightarrow F_d = \gamma_f F_k \rightarrow E_d = \gamma_{Sd} E(F_d ; a_d)$

Dati geometrici

SLU Fondamentale

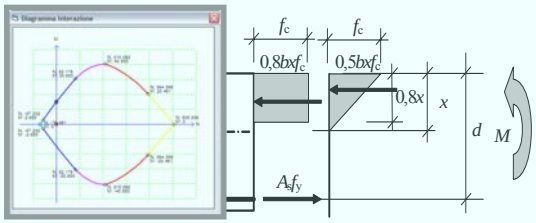
$$\gamma_{G1}\cdot G1 + \gamma_{G2}\cdot G2 + \gamma_P\cdot P + \gamma_{Q1}\cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2}\cdot\psi_{02}\cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3}\cdot\psi_{03}\cdot Q_{k3} + \dots$$

Coefficiente di combinazione Ψ_0

- $\gamma_{G1}\cdot G1$: Permanenti strutturali
- $\gamma_{G2}\cdot G2$: Permanenti non strutturali
- $\gamma_P\cdot P$: Precompressione
- $\gamma_{Q1}\cdot Q_{k1}$: Azione variabile principale
- $\gamma_{Q2}\cdot\psi_{02}\cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3}\cdot\psi_{03}\cdot Q_{k3} + \dots$: Azioni variabili di accompagnamento

STR GEO

$Ed \leq Rd$



$f_{cd} = \alpha_{cc}\, f_{ck} / \gamma_c$

0.85 (NAD) | 0.83Rck | 1.5

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$

450 MPa | 1.15

I coefficienti parziali vengono applicati direttamente alle variabili (azioni e resistenze) che sono sorgenti di incertezza

EQU

$Ed,inst \leq Ed,stab$

Frattile 5%

$X \rightarrow X_k \rightarrow X_d = (\eta/\gamma_m)\, X_k \rightarrow R_d = (1/\gamma_{Rd}) R(X_d ; a_d)$

Valori di calcolo delle Resistenze

Dati geometrici

6.2 ARTICOLAZIONE DEL PROGETTO

Il progetto delle opere e dei sistemi geotecnici deve articolarsi nelle seguenti fasi:

1 caratterizzazione e modellazione geologica del sito;
2 scelta del tipo di opera o d'intervento e programmazione delle indagini geotecniche;
3 caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e delle rocce e definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo;
4 descrizione delle fasi e delle modalità costruttive;
5 verifiche della sicurezza e delle prestazioni;
6 piani di controllo e monitoraggio.

6.2.1 CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO

La caratterizzazione e la modellazione geologica del sito consiste nella ricostruzione dei caratteri litologici, stratigrafici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici e, più in generale, di pericolosità geologica del territorio.

In funzione del tipo di opera o di intervento e della complessità del contesto geologico, specifiche indagini saranno finalizzate alla documentata ricostruzione del modello geologico.

Esso deve essere sviluppato in modo da costituire utile elemento di riferimento per il progettista per inquadrare i problemi geotecnici e per definire il programma delle indagini geotecniche.

Metodi e risultati delle indagini devono essere esaurientemente esposti e commentati in una relazione geologica.

6.2.2 INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA

1 Le indagini geotecniche devono essere programmate in funzione del tipo di opera e/o di intervento e devono riguardare il volume significativo di cui al § 3.2.2, e devono permettere la definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo necessari alla progettazione.

I valori caratteristici delle grandezze fisiche e meccaniche da attribuire ai terreni devono essere ottenuti mediante specifiche prove di laboratorio su campioni indisturbati di terreno e attraverso l'interpretazione dei risultati di prove e misure in sito.

2 Per valore caratteristico di un parametro geotecnico deve intendersi una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro nello stato limite considerato.

3 Per modello geotecnico si intende uno schema rappresentativo delle condizioni stratigrafiche, del regime delle pressioni interstiziali e della caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e delle rocce comprese nel volume significativo, finalizzato all'analisi quantitativa di uno specifico problema geotecnico.

È responsabilità del progettista la definizione del piano delle indagini, la caratterizzazione e la modellazione geotecnica.

Le indagini e le prove devono essere eseguite e certificate dai laboratori di cui all'art.59 del DPR 6.6.2001, n.380. I laboratori su indicati fanno parte dell'elenco depositato presso il Servizio Tecnico Centrale del Ministero delle Infrastrutture.

Nel caso di costruzioni o di interventi di modesta rilevanza, che ricadano in zone ben conosciute dal punto di vista geotecnico, la progettazione può essere basata sull'esperienza e sulle conoscenze disponibili, ferma restando la piena responsabilità del progettista su ipotesi e scelte progettuali.

Responsabilità del progettista

C6.2.2 INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA

.....

Per definire il profilo geotecnico, le caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni e il regime delle pressioni interstiziali, devono essere eseguite specifiche indagini, in sito e in laboratorio, secondo un programma definito dal progettista in base alle caratteristiche dell'opera in progetto e alle presumibili caratteristiche del sottosuolo.

.....

Scelta dei parametri geotecnici

C6.2.2 INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA

.....

Caratterizzazione e modellazione geotecnica

I risultati delle indagini e prove geotecniche, eseguite in sito e in laboratorio, devono essere interpretate dal progettista che, sulla base dei risultati acquisiti, della tipologia di opera e/o intervento, delle tecnologie previste e delle modalità costruttive, deve individuare i più appropriati modelli geotecnici di sottosuolo e i valori caratteristici dei parametri geotecnici ad essi correlati. I parametri geotecnici da valutare per l'esecuzione delle analisi e delle verifiche nei riguardi degli stati limite ultimi e di esercizio dipendono dai modelli costitutivi adottati per descrivere il comportamento meccanico dei terreni.

Valori caratteristici dei parametri geotecnici

La scelta dei valori caratteristici dei parametri geotecnici avviene in due fasi.

La prima fase comporta l'identificazione dei parametri geotecnici appropriati ai fini progettuali. Tale scelta richiede una valutazione specifica da parte del progettista, per il necessario riferimento ai diversi tipi di verifica.

Ad esempio, nel valutare la stabilità di un muro di sostegno è opportuno che la verifica allo scorrimento della fondazione del muro sia effettuata con riferimento al valore a volume costante o allo stato critico dell'angolo di resistenza al taglio, poiché il meccanismo di scorrimento, che coinvolge spessori molto modesti di terreno, e l'inevitabile disturbo connesso con la preparazione del piano di posa della fondazione, possono comportare modifiche significative dei parametri di resistenza. Per questo stesso motivo, nelle analisi svolte in termini di tensioni efficaci, è opportuno trascurare ogni contributo della coesione nelle verifiche allo scorrimento. Considerazioni diverse, invece, devono essere svolte con riferimento al calcolo della capacità portante della fondazione del muro che, per l'elevato volume di terreno indisturbato coinvolto, comporta il riferimento al valore di picco dell'angolo di resistenza al taglio, senza trascurare il contributo della coesione efficace del terreno.

Identificati i parametri geotecnici appropriati, la seconda fase del processo decisionale riguarda la valutazione dei valori caratteristici degli stessi parametri.

Nella progettazione geotecnica, in coerenza con gli Eurocodici, la scelta dei valori caratteristici dei parametri deriva da una stima cautelativa, effettuata dal progettista, del valore del parametro appropriato per lo stato limite considerato.

Nella scelta dei valori caratteristici è necessario tener conto, come già esposto, della specifica verifica e delle condizioni costruttive che ad essa corrispondono. Riprendendo l'esempio dell'analisi di stabilità di un muro di sostegno, al progettista è richiesta una valutazione specifica dei valori caratteristici dei parametri geotecnici appropriati alle diverse verifiche.

Nelle valutazioni che il progettista deve svolgere per pervenire ad una scelta corretta dei valori caratteristici, appare giustificato il riferimento a valori prossimi ai valori medi quando nello stato limite considerato è coinvolto un elevato volume di terreno, con possibile compensazione delle eterogeneità o quando la struttura a contatto con il terreno è dotata di rigidezza sufficiente a trasferire le azioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti. Al contrario, valori caratteristici prossimi ai valori minimi dei parametri geotecnici appaiono più giustificati nel caso in cui siano coinvolti modesti volumi di terreno, con concentrazione delle deformazioni fino alla formazione di superfici di rottura nelle porzioni di terreno meno resistenti del volume significativo, o nel caso in cui la struttura a contatto con il terreno non sia in grado di trasferire forze dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti a causa della sua insufficiente rigidezza. La scelta di valori caratteristici prossimi ai valori minimi dei parametri geotecnici può essere dettata anche solo dalle caratteristiche dei terreni; basti pensare, ad esempio, all'effetto delle discontinuità sul valore operativo della resistenza non drenata.

Una migliore approssimazione nella valutazione dei valori caratteristici può essere ottenuta operando le opportune medie dei valori dei parametri geotecnici nell'ambito di piccoli volumi di terreno, quando questi assumano importanza per lo stato limite considerato.

Cap. 6 – Progettazione geotecnica – METODO DEI COEFFICIENTI PARZIALI

6.2.3.1 Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione

$$E_d \le R_d \qquad (6.2.1)$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

$$E_d = E\left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d\right] \qquad (6.2.2a)$$

ovvero

$$E_d = \gamma_E \cdot E\left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d\right], \qquad (6.2.2b)$$

con $\gamma_E = \gamma_F$, e dove R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R\left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d\right]. \qquad (6.2.3)$$

Tabella 6.2.I – *Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.*

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Coefficienti **A** (sulle azioni)

Tabella 6.2.II – *Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno*

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan\varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Coefficienti **M** (sulle resistenze del terreno)

Nella progettazione geotecnica possono essere utilizzati (a scelta del progettista) **due approcci** diversi:

Approccio 1: (A + M + R)

Le verifiche vengono eseguite utilizzando **due combinazioni** distinte in cui si utilizzano gruppi di coefficienti parziali diversi per le Azioni e per le Resistenze

La combinazione 1 utilizza sempre i coefficienti **A1** per le azioni e **M1** per le resistenze

La combinazione 2 utilizza sempre i coefficienti **A2** per le azioni e **M2** per le resistenze

Nella combinazione compare anche un ulteriore coefficiente parziale γ_r (R) (che è quasi sempre unitario)

Approccio 2: (A1 + M1 + R)

La verifica viene eseguita utilizzando **una sola combinazione** in cui si utilizzano:

I coefficienti del gruppo **A1** per le azioni e del gruppo **M1** per le resistenze e un ulteriore coefficiente parziale γ_r (R) (che è **sempre >1**)

Cap. 6 – Progettazione geotecnica

Oltre alle verifiche di tipo strutturale (STR) e geotecnico (GEO), quando sono pertinenti, devono essere eseguite le verifiche di equilibrio della struttura come corpo rigido **(EQU)**

Se necessario va anche eseguita la verifica (di equilibrio) al sollevamento **(UPL)**

$$E_{inst,d} \leq E_{stb,d}$$

Tabella 6.2.I – *Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.*

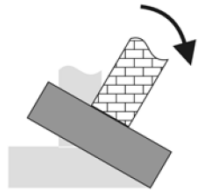
CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Verifica di equilibrio

(EQU + M2)

Collasso per perdita dell'equilibrio (come corpo rigido)



Stati limite di tipo (EQU)
In genere non risultano determinanti i valori di resistenza dei materiali e del terreno.

Per la stabilità al sollevamento deve risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante $V_{inst,d}$, combinazione di azioni permanenti ($G_{inst,d}$) e variabili ($Q_{inst,d}$), sia non maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti ($G_{stb,d}$) e delle resistenze (R_d):

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d \qquad (6.2.4)$$

$$\text{dove } V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d} \qquad (6.2.5)$$

Per le verifiche di stabilità al sollevamento, i relativi coefficienti parziali sulle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.III. Tali coefficienti devono essere combinati in modo opportuno con quelli relativi ai parametri geotecnici (M2).

Tabella 6.2.III – *Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento.*

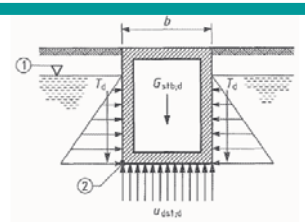
CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	SOLLEVAMENTO (UPL)
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	γ_{G2}	0,0
	Sfavorevole		1,5
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d$$

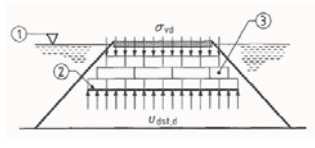
Verifica al sollevamento

(UPL + M2)



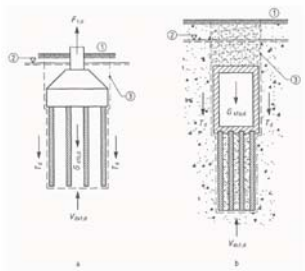
a) Uplift of a buried hollow structure

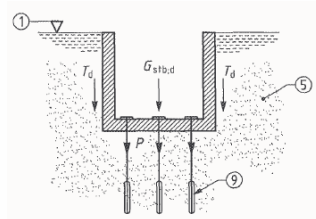
1 (ground)-water table
2 water tight surface



b) Uplift of a lightweight embankment during flood

1 (ground)-water table
2 water tight surface
3 light weight embankment material





e) Structure anchored to resist uplift

1 (ground)-water table
5 sand
9 anchorage

Figure 7.1 — Examples of uplift (UPL) of a group of piles

Cap. 6 – Progettazione geotecnica

Tabella 6.2.I – *Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.*

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Q}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 6.2.II – *Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno*

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan\varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Fondazioni superficiali

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Approccio 2:

(A1+M1+R3).

Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale, il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

Tabella 6.4.I - *Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.*

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Muri di sostegno

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Sono tutti unitari

Approccio 2:

(A1+M1+R3)

Tabella 6.5.I - *Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno.*

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

Fondazioni su pali

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: ~~(A2+M2+R2)~~ (A2+M1+R2)

Approccio 2:

(A1+M1+R3)

Tabella 6.4.II – *Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.*

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
	γ_R	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

(b) Con riferimento alle procedure analitiche che prevedano l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ (o $R_{t,k}$) è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate $R_{c,cal}$ ($R_{t,cal}$) i fattori di correlazione ξ riportati nella Tab. 6.4.IV, in funzione del numero n di verticali di indagine:

$$R_{c,k} = \text{Min}\left\{\frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4}\right\} \qquad (6.2.10)$$

$$R_{t,k} = \text{Min}\left\{\frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4}\right\} \qquad (6.2.11)$$

Tabella 6.4.IV – *Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.*

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Paratie

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R1)

Sono tutti unitari

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I.

Per le paratie, i calcoli di progetto devono comprendere la verifica degli eventuali ancoraggi, puntoni o strutture di controventamento.

Tabella 6.5.I - *Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno.*

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

Verifiche agli stati limite delle fondazioni superficiali secondo NTC

Approccio 2

Si utilizza una sola combinazione di carico nella quale le azioni vengono amplificate con i coefficienti parziali del gruppo **A1**.

I parametri di resistenza del terreno vengono introdotti con i loro valori caratteristici: gruppo di coeff. **M1** tutti unitari **(si rinuncia ad imporre i coefficienti di sicurezza alle variabili sorgente di incertezza)**

Il coefficiente di sicurezza sulle resistenze viene introdotto **a valle** attraverso **R3**

DA2

Combinazione unica

	favore	sfavore
g_1 :	1	1,3
g_2 :	0	1,5
q :	0	1,5

A1

+

$\tan \varphi'_k$	1
c'_k	1
c_{uk}	1
γ	1

M1

+

Cap. Portante	2,3
Scorrimento	1,1

R3

Verifiche agli stati limite delle fondazioni superficiali secondo NTC

Approccio 1

I coefficienti parziali vengono applicati in modo differenziato nelle due combinazioni e **alle variabili sorgenti di incertezza**.

Ciascuna combinazione ha lo scopo di "attivare uno specifico stato limite"

La Combinazione 1 è *in genere* più gravosa per gli stati limite legati alla resistenza degli elementi strutturali **(STR)**

La Combinazione 2 è *in genere* più gravosa per gli stati limite legati alla resistenza del terreno **(GEO)**

DA1.1
Combinazione 1

	favore	sfavore
g_1 :	1	1,3
g_2 :	0	1,5
q :	0	1,5

→ **A1**

+

$\tan \varphi'_k$	1
c'_k	1
c_{uk}	1
γ	1

→ **M1**

+

Cap. Portante	1,0
Scorrimento	1,0

→ **R1**

DA1.2
Combinazione 2

	favore	sfavore
g_1 :	1	1
g_2 :	0	1,3
q :	0	1,3

→ **A2**

+

$\tan \varphi'_k$	1,25
c'_k	1,25
c_{uk}	1,4
γ	1

→ **M2**

+

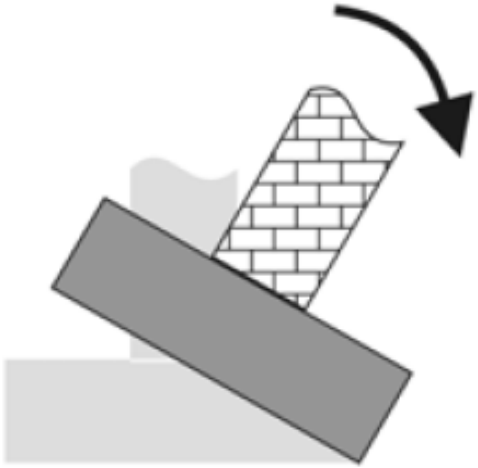
Cap. Portante	1,8
Scorrimento	1,1

→ **R2**

Caso tipico: Verifiche di un plinto

STATI LIMITE ULTIMI: Vanno verificati i diversi stati limite prevedibili

Collasso per perdita dell'equilibrio (come corpo rigido)

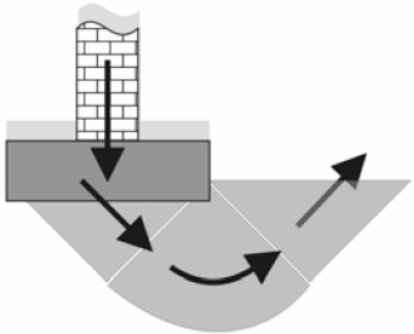


Stati limite di tipo (EQU) In genere non risultano determinanti i valori di resistenza dei materiali e del terreno. Tuttavia quando il terreno esercita delle azioni sulla struttura (come per le opere di sostegno) entrano in gioco anche i parametri di resistenza del terreno.

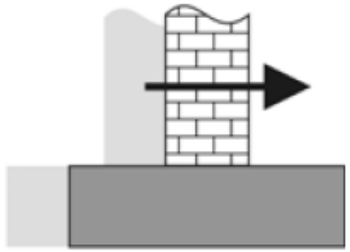
Caso tipico: Verifiche di un plinto

STATI LIMITE ULTIMI: Vanno verificati i diversi stati limite prevedibili

Collasso per capacità portante verticale

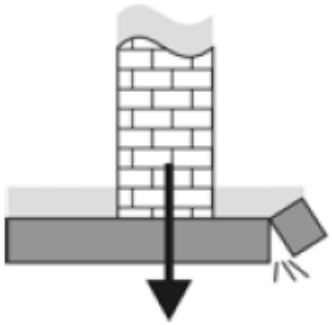


Collasso per scorrimento sul piano di posa

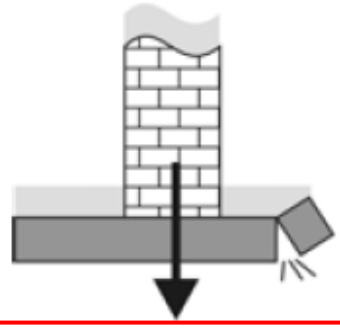


Stati limite di tipo Geotecnico (GEO) legati principalmente alla resistenza del terreno

Collasso per rottura a flessione

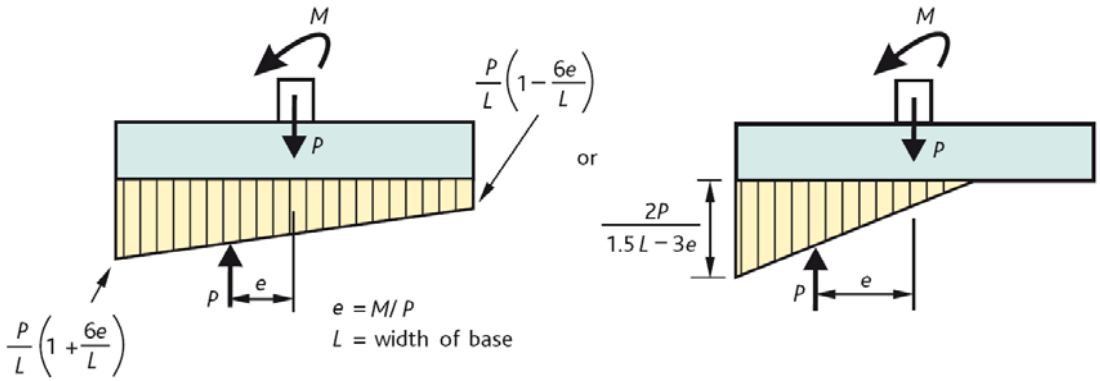


Collasso per rottura a taglio o punzonamento

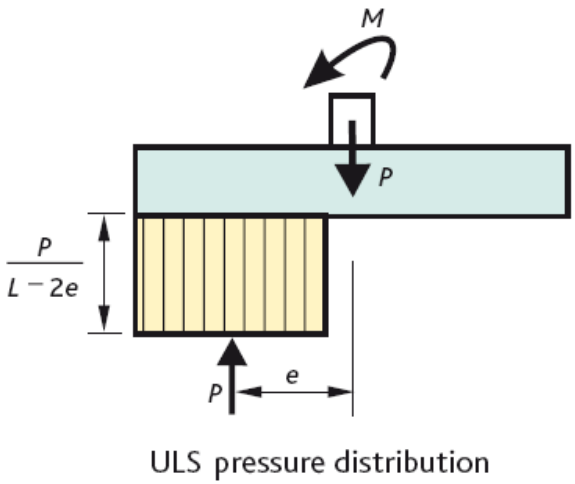


Stati limite di tipo Strutturale (STR) legati principalmente alla resistenza degli elementi strutturali

Caso tipico: Verifiche di un plinto: SLE e SLU



Distribuzione delle pressioni in esercizio



ULS pressure distribution

Distribuzione delle pressioni allo stato limite ultimo

E' il medesimo che EC7 propone per il calcolo della capacità portante (GEO):

Potremo utilizzare questo schema anche per le verifiche allo SLU di tipo strutturale (STR)

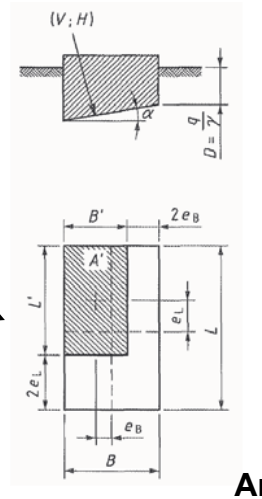


Figure D.1 — Notations

EC7 Annex D

Caso tipico: Verifiche di un plinto

Verifiche allo SLU: Tipo GEO - Capacità portante verticale

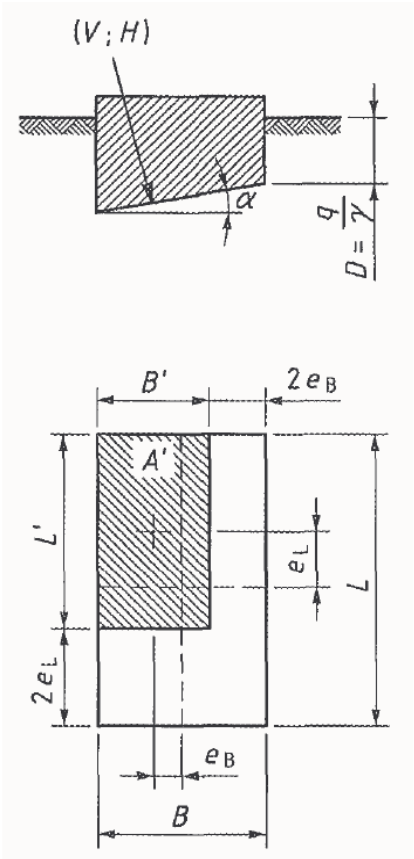


Figure D.1 — Notations

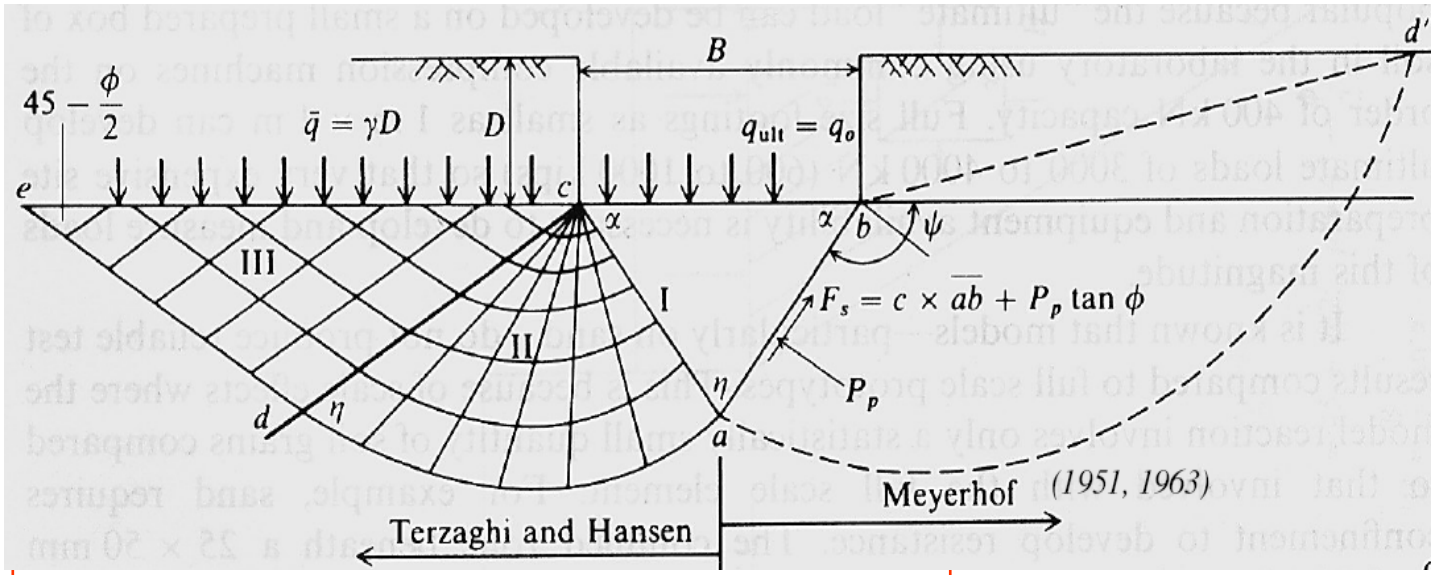
EC7

Annex D

D.4 Drained conditions

(1) The design bearing resistance may be calculated from:

$$R/A' = c' N_c b_c s_c i_c + q' N_q b_q s_q i_q + 0{,}5\, \gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma \qquad \text{(D.2)}$$



— the inclination of the load, caused by a horizontal load H:
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \cdot \tan \phi')$;
$i_q = [1 - H/(V + A'c'\cot \phi')]^m$;
$i_\gamma = [1 - H/(V + A'c'\cot \phi')]^{m+1}$.

where:

$m = m_B = [2 + (B'/L')]/[1 + (B'/L')]$ when H acts in the direction of B';

$m = m_L = [2 + (L'/B')]/[1 + (L'/B')]$ when H acts in the direction of L'.

In cases where the horizontal load component acts in a direction forming an angle θ with the direction of L', m may be calculated by:

$$m = m_\theta = m_L \cos^2\theta + m_B \sin^2\theta.$$

Caso tipico: Verifiche di un plinto

Verifiche allo SLU: Tipo GEO - Capacità portante verticale

Per φ' e c' vanno utilizzati i valori

caratteristici (M1)

o

di calcolo (M2)

a seconda della combinazione che si considera

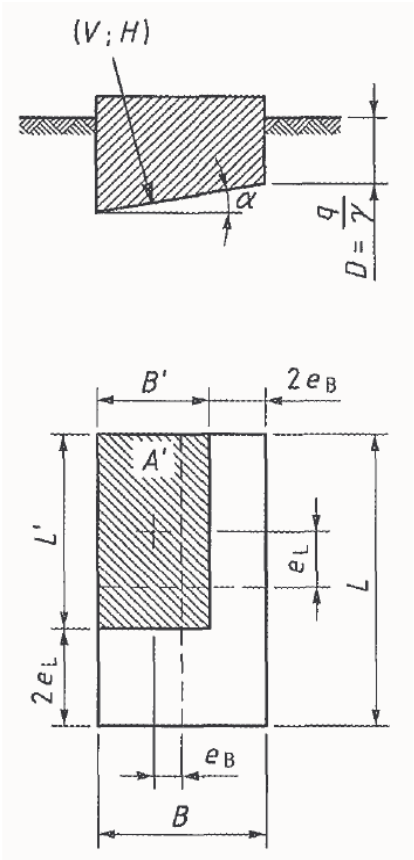


Figure D.1 — Notations

EC7

Annex D

D.3 Undrained conditions

(1) The design bearing resistance may be calculated

$$R/A' = (\pi+2)\, c_u\, b_c\, s_c\, i_c + q \qquad \text{(D.1)}$$

with the dimensionless factors for:

— the inclination of the foundation base: $b_c = 1 - 2\alpha / (\pi + 2)$;

— the shape of the foundation:

$s_c = 1 + 0{,}2\,(B'/L')$, for a rectangular shape;
$s_c = 1{,}2$, for a square or circular shape.

— the inclination of the load, caused by a horizontal load H:

$$i_c = \frac{1}{2}\left(1+\sqrt{1-\frac{H}{A' c_u}}\right)$$

with $H \le A' c_u$.

Caso tipico: Verifiche di un plinto

Verifiche allo SLU: Tipo GEO - Scorrimento sul piano di fondazione

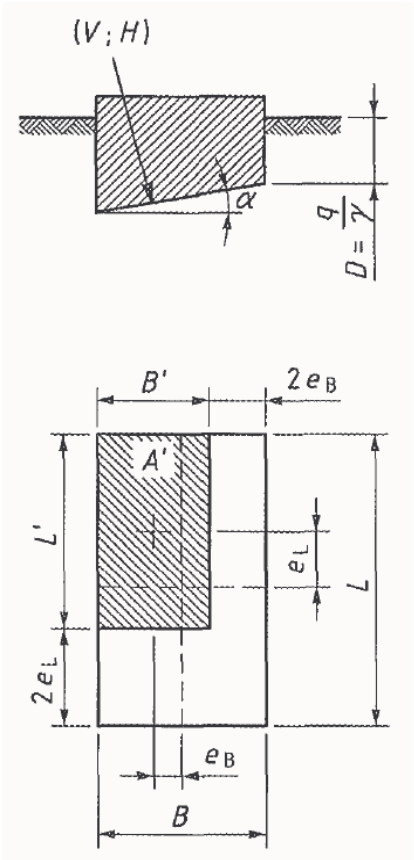


Figure D.1 — Notations

EC7

Annex D

$$H_d \leq R_d$$

Condizioni drenate

$$R_d = V_d \cdot \tan(\delta) + A' \cdot c'$$

Condizioni non drenate

$$R_d = A' \cdot c_u$$

Per φ' e c' vanno utilizzati i valori

caratteristici (M1)

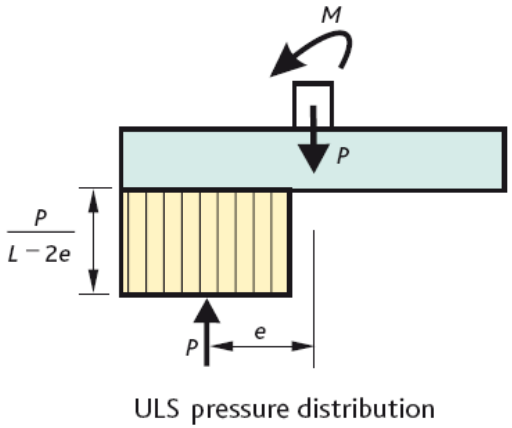
o

di calcolo (M2)

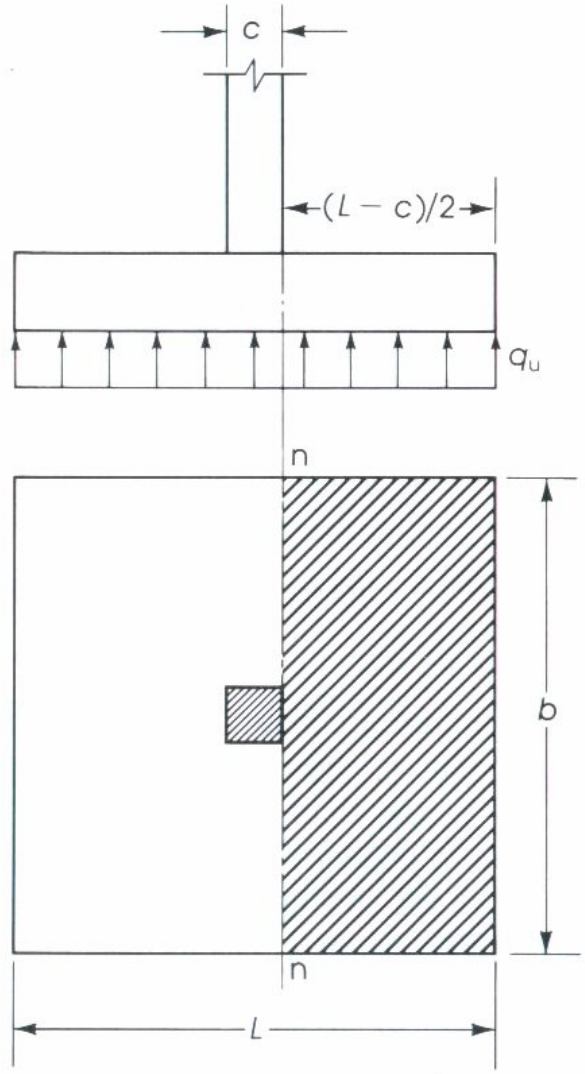
a seconda della combinazione che si considera

Caso tipico: Verifiche di un plinto

Verifiche allo SLU: Verifiche strutturali (STR) della suola a flessione e taglio



ULS pressure distribution



Verifica a flessione

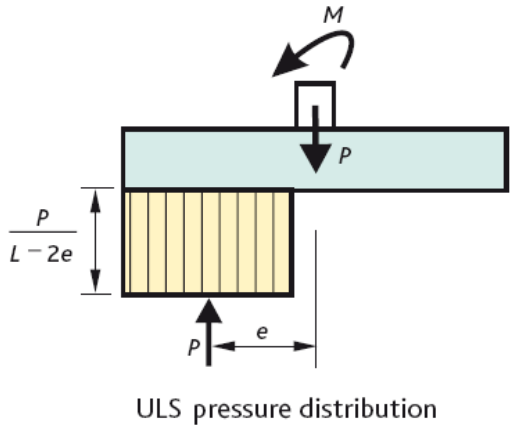
Si esegue in genere considerando la suola come una mensola rovescia.

La sezione di verifica determinante è quella a filo pilastro o di poco all'interno

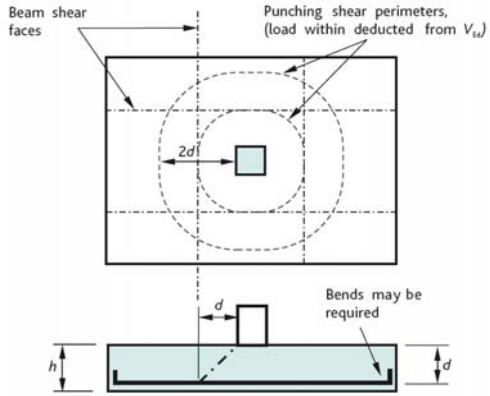
E' opportuno considerare come sezione di verifica quella individuata attraverso le dimensioni fittizie B' e L'

Caso tipico: Verifiche di un plinto

Verifiche allo SLU: Verifiche strutturali (STR) della suola a a flessione e taglio



ULS pressure distribution



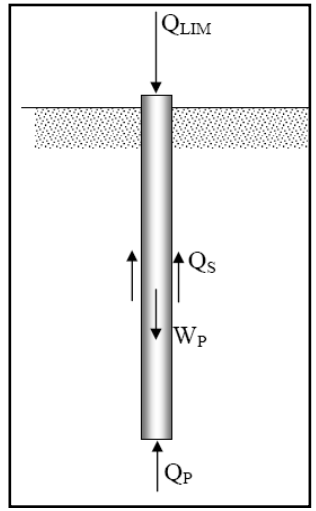
Verifica al taglio	Si verifica la suola “a trave”: la prima sezione per la verifica al taglio è quella a distanza d dal filo pilastro. Spesso si dimensiona lo spessore della suola in modo che non necessiti armatura al taglio.

Verifica al punzonamento	Si verifica la suola “a piastra” rovescia: si ricerca il perimetro di verifica più sfavorito all’interno delle distanze *d* e *2d.* Si tiene conto del carico di punzonamento netto sottraendo al carico *P* la risultante delle pressioni che agiscono sull’area all’interno del perimetro di verifica.

Approccio 1

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M1+R2)

Attenzione sulle NTC c'è un errore segnalato sulla Circolare



Approccio 2 (A1+M1+R3)

Il valore di progetto R_d della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R della Tab. 6.4.II.

Tabella 6.4.II – *Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.*

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
	γ_R	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Applicando gli M1 (tutti unitari) si perviene al valore caratteristico, salvo le valutazioni da effettuare **attraverso i coefficienti** ξ (vedere più avanti)

FONDAZIONI PROFONDE – Calcolo agli stati limite secondo NTC

Approccio 2 (A1+M1+R3)

$$Rd = \frac{Rk}{\gamma_R}$$

Il valore di progetto R_d della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R della Tab. 6.4.II.

Tabella 6.4.II – *Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.*

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
	γ_R	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

La resistenza caratteristica R_k del palo singolo può essere dedotta da:

a) risultati di prove di carico statico di progetto su pali pilota (§ 6.4.3.7.1);

b) metodi di calcolo analitici, dove R_k è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici, oppure con l'impiego di relazioni empiriche che utilizzino direttamente i risultati di prove in sito (prove penetrometriche, pressiometriche, ecc.);

c) risultati di prove dinamiche di progetto, ad alto livello di deformazione, eseguite su pali pilota (§ 6.4.3.7.1).

Approccio 2 (A1+M1+R3)

$$Rd = \frac{Rk}{\gamma_R}$$

Il valore di progetto R_d della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R della Tab. 6.4.II.

$$Rk = \frac{R_{cal}}{\xi}$$

Tabella 6.4.II – *Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.*

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
	γ_R	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

(a) Se il valore caratteristico della resistenza a compressione del palo, $R_{c,k}$, o a trazione, $R_{t,k}$, è dedotto dai corrispondenti valori $R_{c,m}$ o $R_{t,m}$ ottenuti elaborando i risultati di una o più prove di carico di progetto, il valore caratteristico della resistenza a compressione e a trazione è pari al minore dei valori ottenuti applicando i fattori di correlazione ξ riportati nella Tab. 6.4.III, in funzione del numero n di prove di carico su pali pilota:

$$R_{c,k} = \text{Min}\left\{\frac{(R_{c,m})_{media}}{\xi_1}; \frac{(R_{c,m})_{min}}{\xi_2}\right\} \qquad (6.2.8)$$

$$R_{t,k} = \text{Min}\left\{\frac{(R_{t,m})_{media}}{\xi_1}; \frac{(R_{t,m})_{min}}{\xi_2}\right\} \qquad (6.2.9)$$

Tabella 6.4.III - *Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica a partire dai risultati di prove di carico statico su pali pilota.*

Numero di prove di carico	1	2	3	4	≥ 5
ξ_1	1,40	1,30	1,20	1,10	1,0
ξ_2	1,40	1,20	1,05	1,00	1,0

a)

Rk dedotta da prove di carico

Approccio 2 (A1+M1+R3)

$$Rd = \frac{Rk}{\gamma_R}$$

Il valore di progetto R_d della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R della Tab. 6.4.II.

$$Rk = \frac{R_{cal}}{\xi}$$

Tabella 6.4.II – *Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.*

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
	γ_R	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

(c) Se il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ è dedotto dal valore $R_{c,m}$ ottenuto elaborando i risultati di una o più prove dinamiche di progetto ad alto livello di deformazione, il valore caratteristico della resistenza a compressione è pari al minore dei valori ottenuti applicando i fattori di correlazione ξ riportati nella Tab. 6.4.V, in funzione del numero n di prove dinamiche eseguite su pali pilota:

$$R_{c,k} = \text{Min}\left\{\frac{(R_{c,m})_{media}}{\xi_5}; \frac{(R_{c,m})_{min}}{\xi_6}\right\} \qquad (6.2.12)$$

Tabella 6.4.V - *Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica a partire dai risultati di prove dinamiche su pali pilota.*

Numero di prove di carico	≥ 2	≥ 5	≥ 10	≥ 15	≥ 20
ξ_5	1,60	1,50	1,45	1,42	1,40
ξ_6	1,50	1,35	1,30	1,25	1,25

c)

Rk dedotta da prove di carico dinamiche

Approccio 2 (A1+M1+R3)

$$Rd = \frac{Rk}{\gamma_R}$$

Il valore di progetto R_d della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R della Tab. 6.4.II.

$$Rk = \frac{R_{cal}}{\xi}$$

Tabella 6.4.II – *Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.*

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
	γ_R	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

(b) Con riferimento alle procedure analitiche che prevedano l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ (o $R_{t,k}$) è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate $R_{c,cal}$ ($R_{t,cal}$) i fattori di correlazione ξ riportati nella Tab. 6.4.IV, in funzione del numero n di verticali di indagine:

$$R_{c,k} = \text{Min}\left\{\frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4}\right\} \qquad (6.2.10)$$

$$R_{t,k} = \text{Min}\left\{\frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4}\right\} \qquad (6.2.11)$$

Tabella 6.4.IV – *Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.*

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

b)

Rk dedotta da procedure analitiche

Approccio 2 (A1+M1+R3)

$$Rd = \frac{Rk}{\gamma_R}$$

$$Rk = \frac{R_{cal}}{\xi}$$

Il valore di progetto R_d della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R della Tab. 6.4.II.

Tabella 6.4.II – *Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.*

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
	γ_R	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	[illegible]	[illegible]

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di pro[illegible]

(b) Con riferimento [illegible]

$$\xi_4 \quad (6.2.10)$$

$$R_{t,k} = \mathrm{Min}\left\{\frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3};\frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4}\right\} \quad (6.2.11)$$

Tabella 6.4.IV – *Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.*

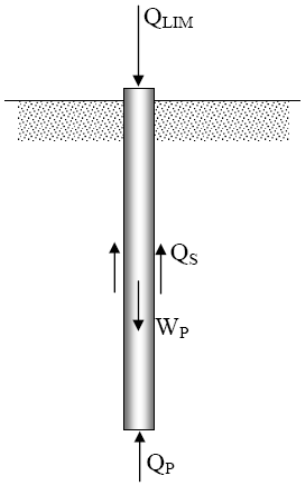
Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Nell'ambito dello stesso sistema di fondazione, il numero di verticali d'indagine da considerare per la scelta dei coefficienti ξ in Tab. 6.4.IV deve corrispondere al numero di verticali lungo le quali la singola indagine (sondaggio con prelievo di campioni indisturbati, prove penetrometriche, ecc.) sia stata spinta ad una profondità superiore alla lunghezza dei pali, in grado di consentire una completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo.

Rk dedotta da procedure analitiche

Calcolo della capacità portante

Terreni coesivi: il calcolo viene eseguito in funzione della resistenza al taglio non drenata



$$Q_{LIM}(+Wp) = Q_P + Q_S$$

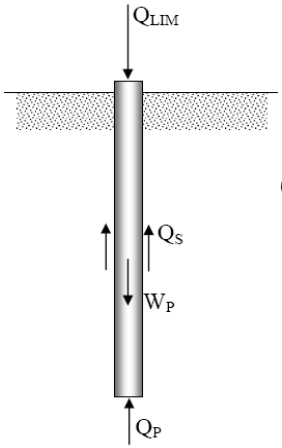
Si può trascurare assieme a Wp

$$Q_P = A_P \cdot (c_u \cdot N_c + \gamma' \cdot L)$$

$$Q_S = P_{LAT} \cdot \int_{z=0}^{z=L} [\alpha \cdot c_u] \cdot dz$$

Calcolo della capacità portante

Terreni incoerenti



$$Q_{LIM}(+Wp) = Q_P + Q_S$$

$$Q_P = A_P \cdot (p_{vb} \cdot N_q + 0.3 \cdot \gamma' \cdot \Phi \cdot N_\gamma + c' \cdot N_c)$$

$$Q_S = P_{LAT} \cdot \int_{z=0}^{z=L} [p_{vz} \cdot k \cdot tg(\delta)] \cdot dz$$

- **Opere di sostegno rigide:**

  muri a gravità, a mensola, a contrafforti…..

- **Opere di sostegno flessibili:**

  palancole metalliche, diaframmi in cls (eventualmente con ancoraggi)

- **Strutture miste:**

  terra armata, terra rinforzata, muri cellulari…..

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO (SLU)

- **stabilità globale ……(GEO)**
- **ribaltamento (muri?) …… (EQU)**
- **scivolamento sul piano di posa ……(GEO/STR)**
- **rottura del complesso fondazione – terreno……..(GEO/STR)**
- **resistenza strutturale ……..…… (STR/GEO)**

VERIFICA IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO (SLE)

- **compatibilità degli spostamenti**
- **influenza sul regime idraulico**
- **interazione terreno - struttura**

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO (SLU)

- **stabilità globale ……(GEO)**
- **ribaltamento (muri?) …… (EQU)**
- **scivolamento sul piano di posa ……(GEO/STR)**
- **rottura del complesso fondazione – terreno……..(GEO/STR)**
- **resistenza strutturale ……..…… (STR/GEO)**

6.5.3.1.1 Muri di sostegno

Per i muri di sostegno o per altre strutture miste ad essi assimilabili devono essere effettuate le verifiche con riferimento almeno ai seguenti stati limite:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU)*
  - stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
  - scorrimento sul piano di posa;
  - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
  - ribaltamento;
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
  - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali,

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO (SLU) MURI DI SOSTEGNO

- **stabilità globale ……(GEO)**
- **ribaltamento (muri?) …… (EQU)**
- **scivolamento sul piano di posa ……(GEO/STR)**
- **rottura del complesso fondazione – terreno……..(GEO/STR)**
- **resistenza strutturale ……..…… (STR/GEO)**

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

– Combinazione 2: (A2+M2+R2)

1.1

Tabella 6.8.I – *Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo.*

Coefficiente	R2
γ_R	1.1

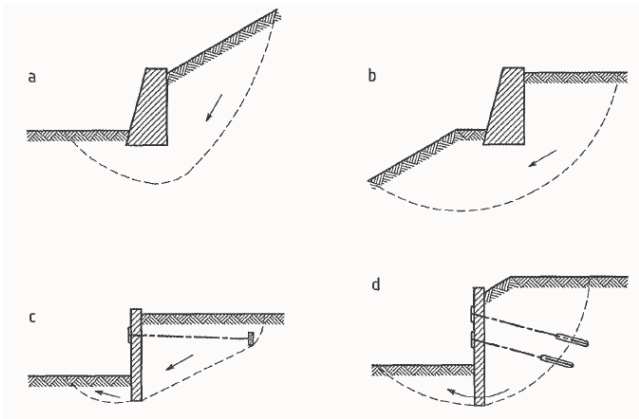
Tabella 6.2.I – *Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.*

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 6.2.II – *Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno*

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0



VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO (SLU) MURI DI SOSTEGNO

- **stabilità globale** ……..**(GEO)**
- **ribaltamento (muri?)** …… **(EQU)**
- **scivolamento sul piano di posa** ……**(GEO/STR)**
- **rottura del complesso fondazione – terreno**……..**(GEO/STR)**
- **resistenza strutturale** ……..…… **(STR/GEO)**

Lo stato limite di ribaltamento non prevede la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione e deve essere trattato come uno stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU), utilizzando i coefficienti parziali sulle azioni della tabella 2.6.I e adoperando coefficienti parziali del gruppo (M2) per il calcolo delle spinte.

Tabella 6.2.I – *Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.*

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 6.2.II – *Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno*

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO (SLU) MURI DI SOSTEGNO

- **stabilità globale** .....(GEO)
- **ribaltamento (muri?)** ..... (EQU)
- **scivolamento sul piano di posa** .....(GEO/STR)
- **rottura del complesso fondazione – terreno**.....(GEO/STR)
- **resistenza strutturale** ..... (STR/GEO)

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo almeno uno dei seguenti approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Approccio 2:

(A1+M1+R3)

Sono sempre unitari

Tabella 6.2.I – *Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.*

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 6.5.I - *Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno.*

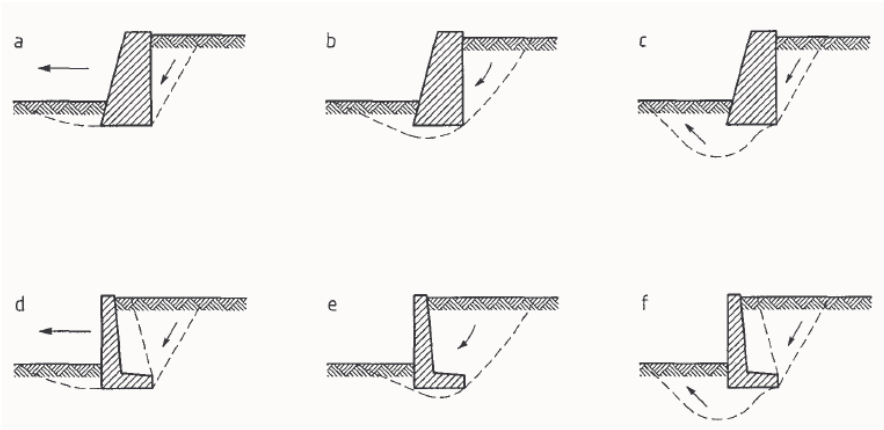
VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	γ_R = 1,0	γ_R = 1,0	γ_R = 1,4
Scorrimento	γ_R = 1,0	γ_R = 1,0	γ_R = 1,1
Resistenza del terreno a valle	γ_R = 1,0	γ_R = 1,0	γ_R = 1,4

Tabella 6.2.II – *Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno*

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

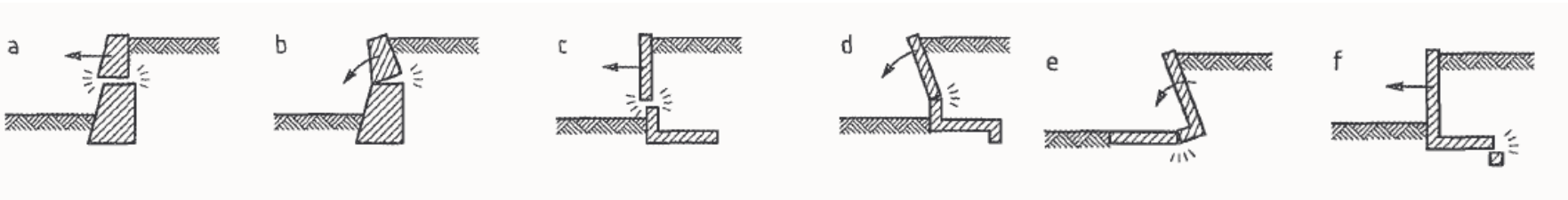
VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO (SLU) MURI DI SOSTEGNO

- **scivolamento sul piano di posa ……(GEO/STR)**
- **rottura del complesso fondazione – terreno……..(GEO/STR)**
- **resistenza strutturale ……..…… (STR/GEO)**



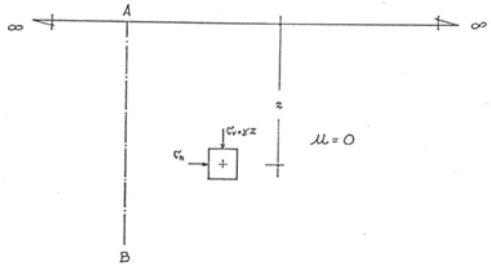
Rottura del complesso terreno fondazione

(da EC7)



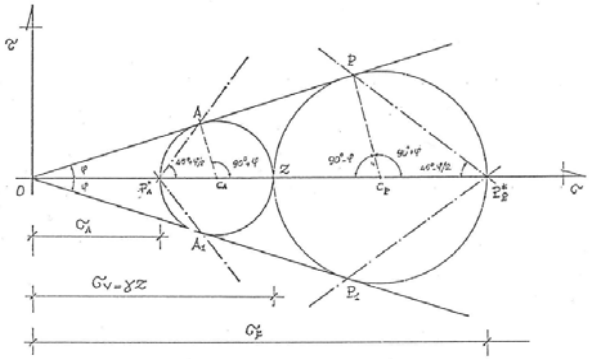
Rottura strutturale

(da EC7)



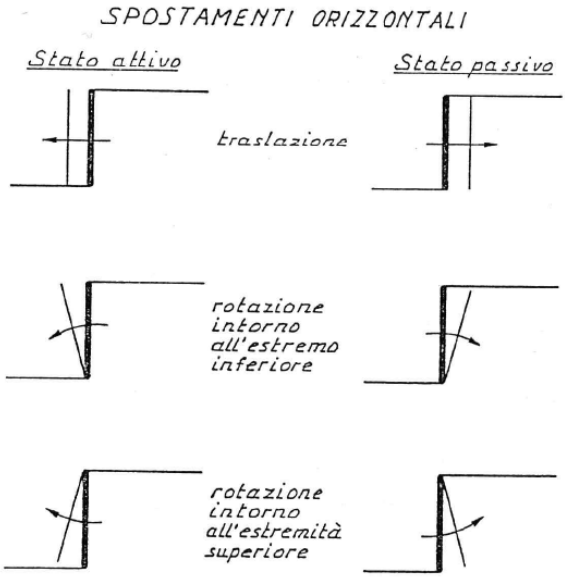
$$\sigma'_h = k_0 \cdot \sigma'_v$$

ANALISI DELLO STATO TENSIONALE

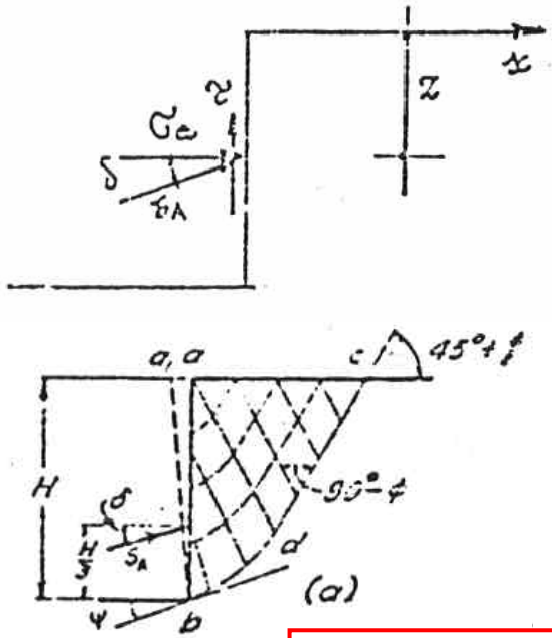


$$\sigma'_A = k_a \cdot \sigma'_v \quad k_a = \frac{1-\operatorname{sen}\varphi'}{1+\operatorname{sen}\varphi'} \quad \sigma'_P = k_p \cdot \sigma'_v \quad k_p = \frac{1+\operatorname{sen}\varphi'}{1-\operatorname{sen}\varphi'}$$

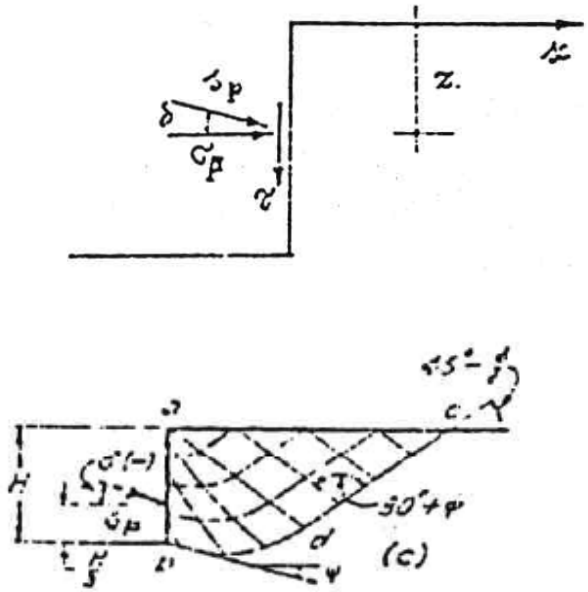
Cinematismo di rottura



Stato attivo



Stato passivo



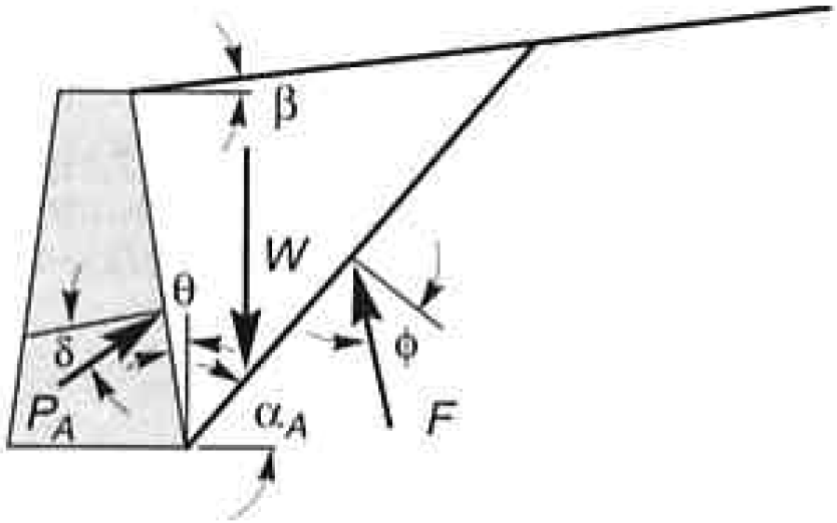
Superfici di rottura in caso di attrito muro-terreno

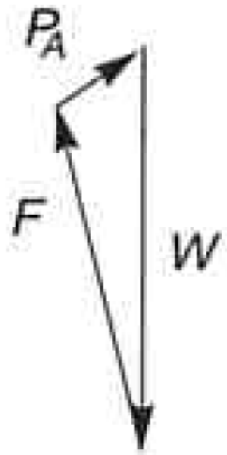
Teoria di Coulomb: superfici piane

$$S_i = \frac{1}{2} k_i \gamma H^2 \qquad c' = 0$$

Spinta ATTIVA

$$k_a = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \cdot \cos(\delta + \theta)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi)\sin(\varphi - \beta)}{\cos(\delta + \theta)\cos(\beta - \theta)}}\right]^2}$$





La teoria di Coulomb fornisce **un'ottima stima di Ka**, anche senza ricorrere a superfici di rottura curve.

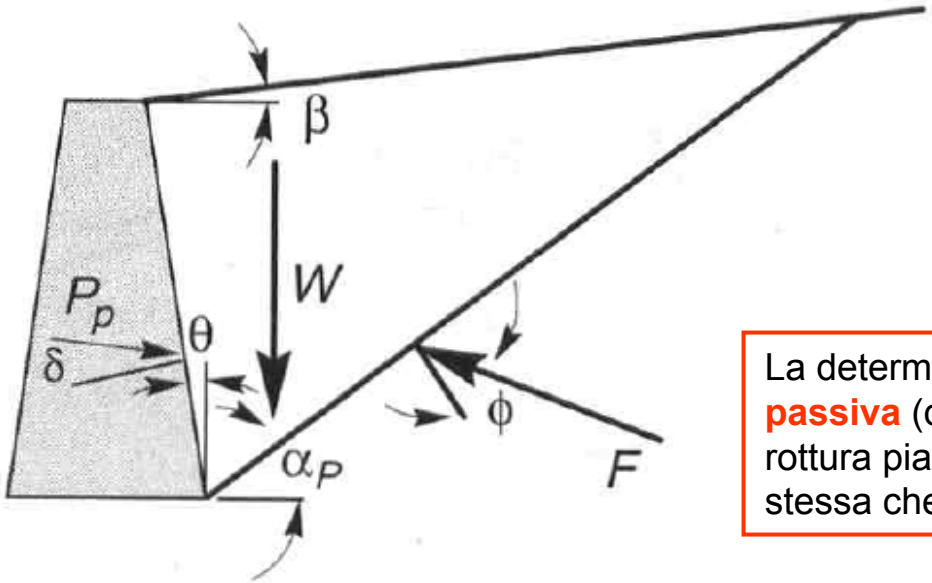
Le soluzioni ricavate con superfici curve differiscono poco da quella di Coulomb

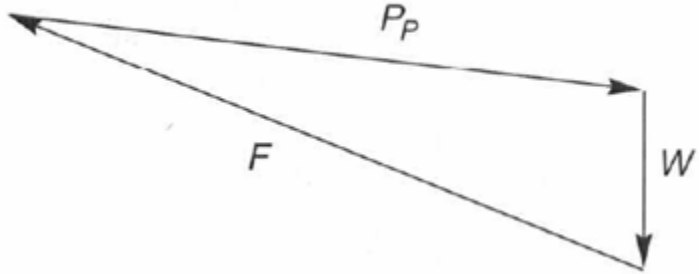
Teoria di Coulomb: superfici piane

$$S_i = \frac{1}{2} k_i \gamma H^2 \qquad c' = 0$$

Spinta PASSIVA

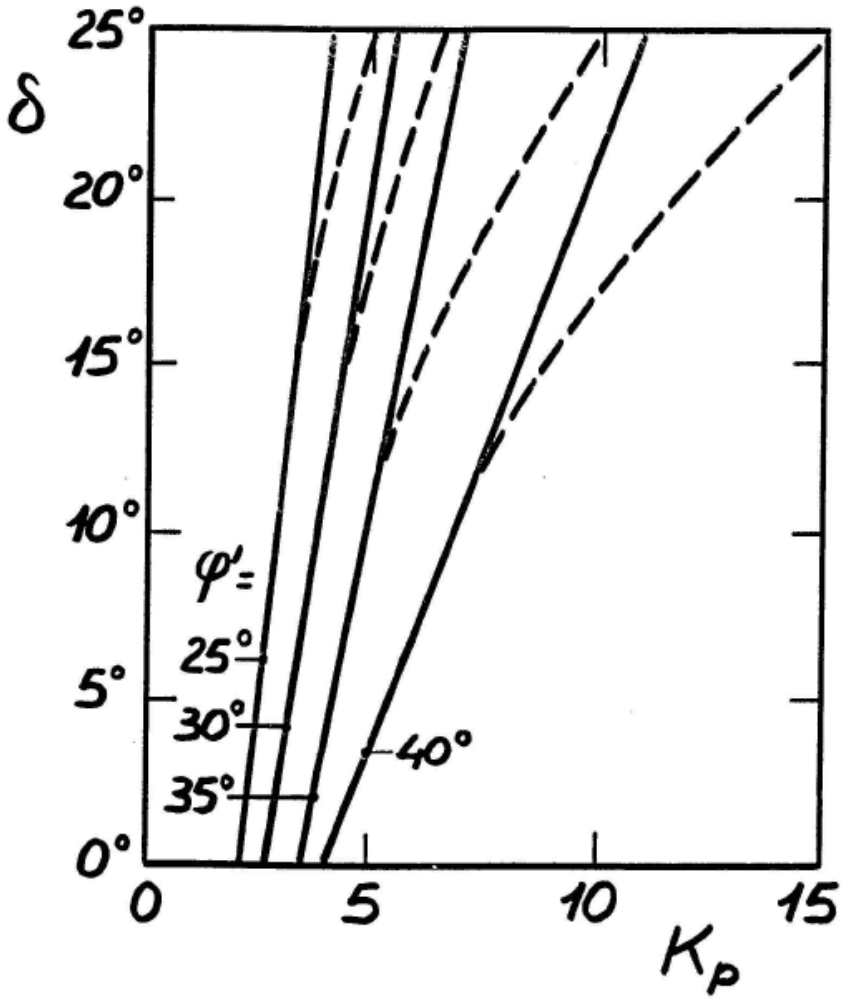
$$k_p = \frac{\cos^2(\varphi + \theta)}{\cos^2\theta \cdot \cos(\delta - \theta)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi)\sin(\varphi + \beta)}{\cos(\delta - \theta)\cos(\beta - \theta)}}\right]^2}$$





La determinazione di **Coulomb** della **spinta passiva** (derivante dall'assunzione di superfici di rottura piane) porta ad una **sovrastima** della stessa che risulta a **sfavore della sicurezza**

Influenza del tipo di superficie di rottura (piana o curva) sulla stima del coefficiente di spinta passiva

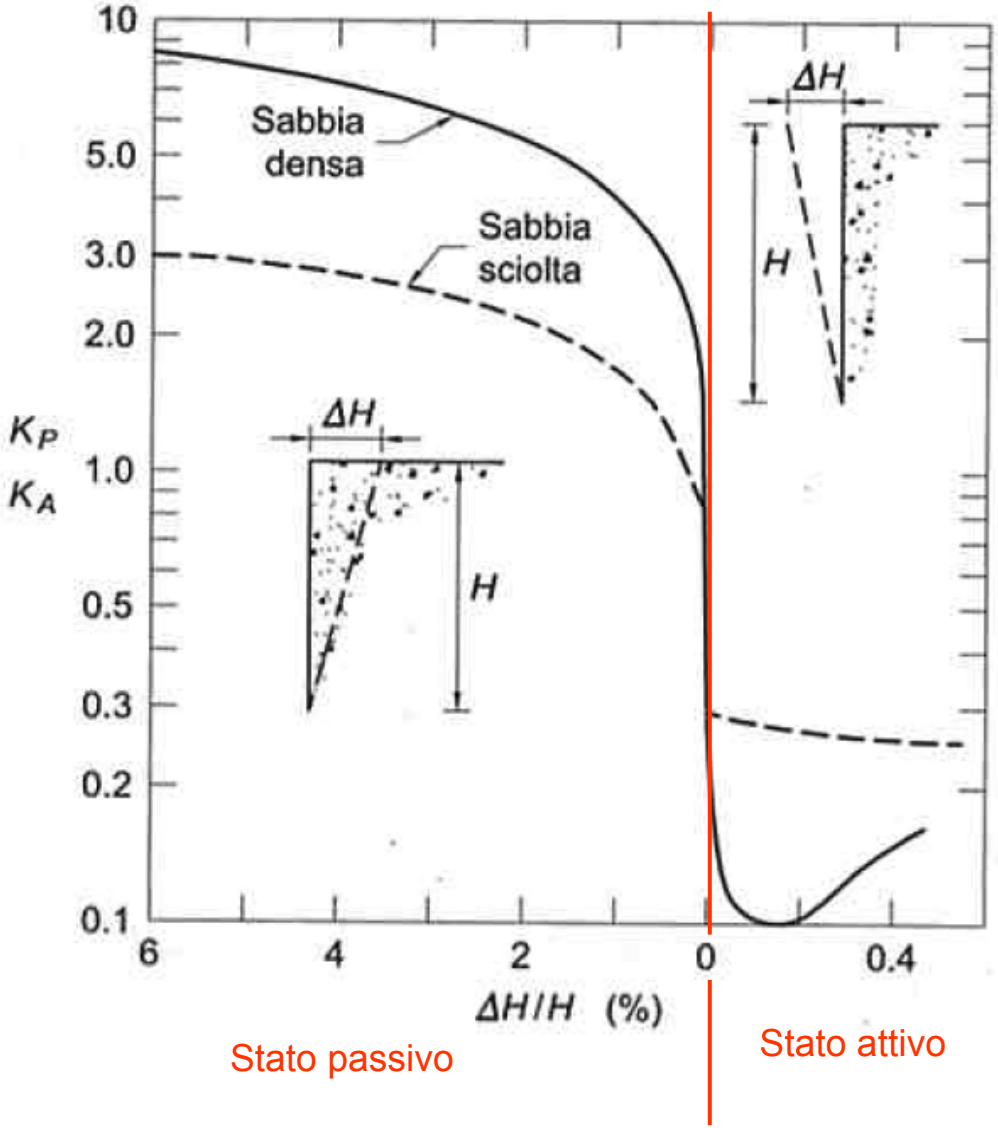


Nel calcolo della spinta passiva con angolo di attrito δ parete-terreno diverso da zero è necessario fare riferimento a teorie che considerano superfici di scorrimento curve (è quanto richiesto anche dalle NTC)

superficie curva

superficie piana

Influenza dell'entità degli spostamenti nella mobilitazione della spinte attiva e passiva



Con spostamenti dell'ordine dello **0,1%** si ottiene la mobilitazione di circa il 100% della spinta **attiva**

Con spostamenti dell'ordine dello **5%** si ottiene la mobilitazione di circa il 100% della spinta **passiva**

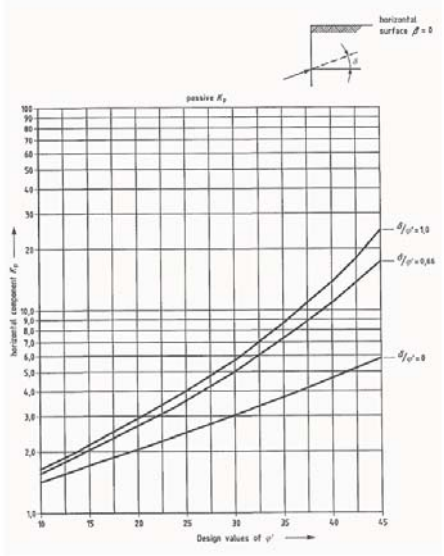


Figure C.2.1 — Coefficients K_p of passive earth pressure: with horizontal retained surface ($\beta = 0$)

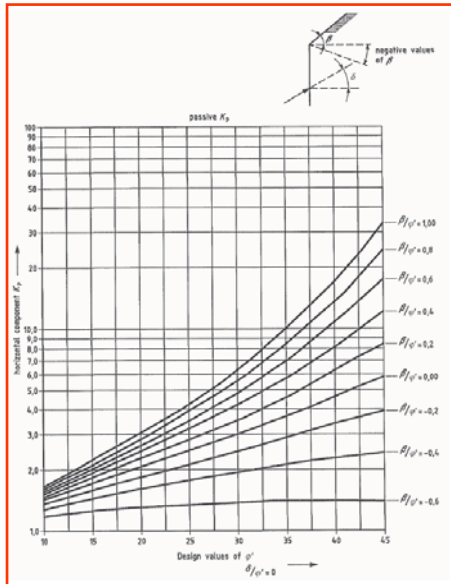


Figure C.2.2 — Coefficients K_p of passive earth pressure: with inclined retained surface ($\delta/\varphi' = 0$ and $\delta = 0$)

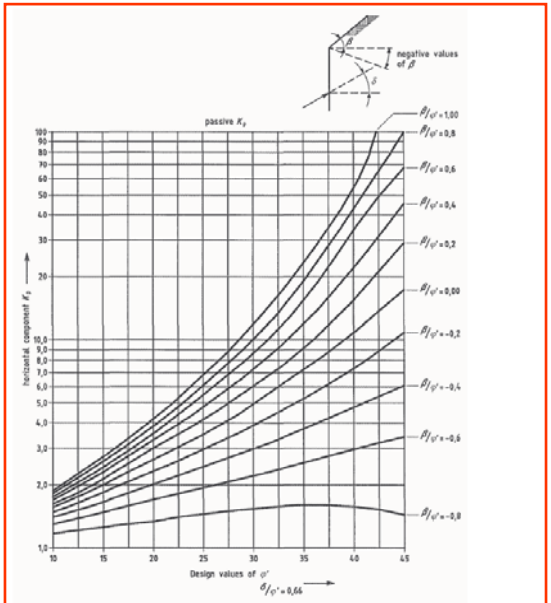


Figure C.2.3 — Coefficients K_p of passive earth pressure: with inclined retained surface ($\delta/\varphi' = 0,66$)

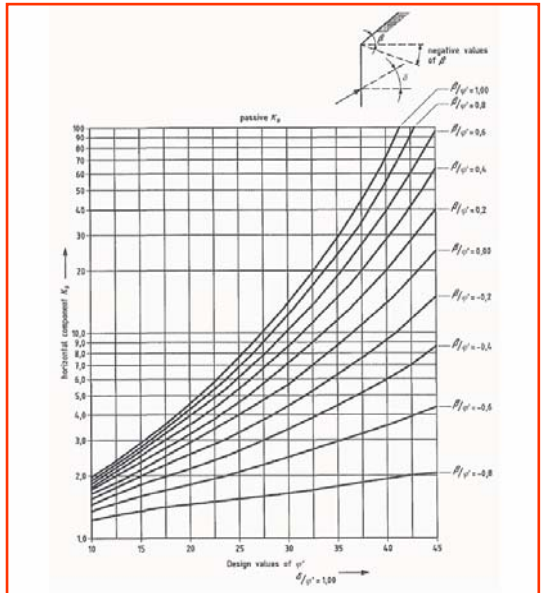


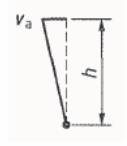
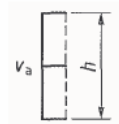
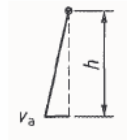
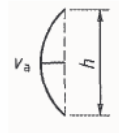
Figure C.2.4 — Coefficients K_p of passive earth pressure: with inclined retained surface ($\delta/\varphi' = 1$)

EC7 fornisce (purtroppo in forma grafica) i valori consigliati di Ka e Kp

SPINTE DEL TERRENO E OPERE DI SOSTEGNO

Stato attivo

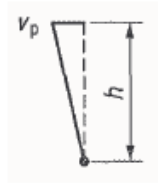
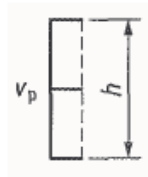
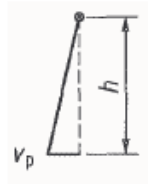
Table C.1 — Ratios v_a/h

Kind of wall movement		v_a/h loose soil %	v_a/h dense soil %
a)		0,4 to 0,5	0,1 to 0,2
b)		0,2	0,05 to 0,1
c)		0,8 to 1,0	0,2 to 0,5
d)		0,4 to 0,5	0,1 to 0,2

where:
v_a is the wall motion to mobilise active earth pressure
h is the height of the wall

Stato passivo

Table C.2 — Ratios v_p/h

Kind of wall movement		v_p/h loose soil %	v_p/h dense soil %
a)		7 (1,5) to 25 (4,0)	5 (1,1) to 10 (2,0)
b)		5 (0,9) to 10 (1,5)	3 (0,5) to 6 (1,0)
c)		6 (1,0) to 15 (1,5)	5 (0,5) to 6 (1,3)

where:
v_p is the wall motion to mobilise passive earth pressure
h is the height of the wall

EC7 fornisce anche una stima degli spostamenti necessari alla mobilitazione completa della stinte attiva e passiva

Alcune questioni critiche relative alle verifiche EQU e UPL

EN1990

6.4 Ultimate limit states

6.4.1 General

(1)P The following ultimate limit states shall be verified as relevant :

a) EQU : Loss of static equilibrium of the structure or any part of it considered as a rigid body, where :
- minor variations in the value or the spatial distribution of actions from a single source are significant, and
- the strengths of construction materials or ground are generally not governing ;

EN 1990:2002 (E)

6.4.2 Verifications of static equilibrium and resistance

(1)P When considering a limit state of static equilibrium of the structure (EQU), it shall be verified that :

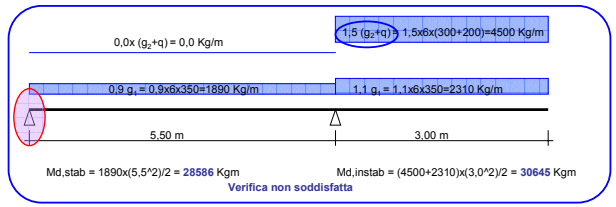
$$E_{d,dst} \leq E_{d,stb} \qquad (6.7)$$

where :

$E_{d,dst}$ is the design value of the effect of destabilising actions ;

$E_{d,stb}$ is the design value of the effect of stabilising actions.

(2) Where appropriate the expression for a limit state of static equilibrium may be supplemented by additional terms, including, for example, a coefficient of friction between rigid bodies.



NTC2008

2.6 AZIONI NELLE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

Le verifiche agli stati limite devono essere eseguite per tutte le più gravose condizioni di carico che possono agire sulla struttura, valutando gli effetti delle combinazioni definite nel § 2.5.3.

2.6.1 STATI LIMITE ULTIMI

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:
- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: **EQU**
- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione: **STR**
- lo stato limite di resistenza del terreno: **GEO**

La Tabella 2.6.I, e le successive Tabelle 5.1.V e 5.2.V, forniscono i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi, salvo quanto diversamente previsto nei capitoli successivi delle presenti norme.

Per le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo di equilibrio come corpo rigido (EQU) si utilizzano i coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni riportati nella colonna EQU delle Tabelle sopra citate.

Alcune questioni critiche relative alle verifiche EQU e UPL

Table A1.2(A) - Design values of actions (EQU) (Set A)

Persistent and transient design situations	Permanent actions		Leading variable action (*)	Accompanying variable actions	
	Unfavourable	Favourable		Main (if any)	Others
(Eq. 6.10)	$\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_{Q,1}\ Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i}\ \psi_{0,i} Q_{k,i}$

(*) Variable actions are those considered in Table A1.1

NOTE 1 The γ values may be set by the National annex. The recommended set of values for γ are :

$\gamma_{Gj,sup} = 1,10$

$\gamma_{Gj,inf} = 0,90$

$\gamma_{Q,1} = 1,50$ where unfavourable (0 where favourable)

$\gamma_{Q,i} = 1,50$ where unfavourable (0 where favourable)

NOTE 2 In cases where the verification of static equilibrium also involves the resistance of structural members, as an alternative to two separate verifications based on Tables A1.2(A) and A1.2(B), a combined verification, based on Table A1.2(A), may be adopted, if allowed by the National annex, with the following set of recommended values. The recommended values may be altered by the National annex.

$\gamma_{Gj,sup} = 1,35$

$\gamma_{Gj,inf} = 1,15$

$\gamma_{Q,1} = 1,50$ where unfavourable (0 where favourable)

$\gamma_{Q,i} = 1,50$ where unfavourable (0 where favourable)

provided that applying $\gamma_{Gj,inf} = 1,00$ both to the favourable part and to the unfavourable part of permanent actions does not give a more unfavourable effect.

EN1990

NTC2008

Tabella 6.2.I – *Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.*

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Alcune questioni critiche relative alle verifiche EQU e UPL

Table A2.4(B) - Design values of actions (STR/GEO) (Set B)

Persistent and transient design situation	Permanent actions		Prestress	Leading variable action (*)	Accompanying variable actions (*)	
	Unfavourable	Favourable			Main (if any)	Others
(Eq. 6.10)	$\gamma_{Gj,sup}G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf}G_{kj,inf}$	$\gamma_P P$	$\gamma_{Q,1}Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,i}$

Persistent and transient design situation	Permanent actions		Prestress	Leading variable action (*)	Accompanying variable actions (*)	
	Unfavourable	Favourable			Main (if any)	Others
(Eq. 6.10a)	$\gamma_{Gj,sup}G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf}G_{kj,inf}$	$\gamma_P P$		$\gamma_{Q,1}\psi_{0,1}Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,i}$
(Eq. 6.10b)	$\xi\gamma_{Gj,sup}G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf}G_{kj,inf}$	$\gamma_P P$	$\gamma_{Q,1}Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,i}$

(*) Variable actions are those considered in Tables A2.1 to A2.3.

NOTE 1 The choice between 6.10, or 6.10a and 6.10b will be in the National Annex. In the case of 6.10a and 6.10b, the National Annex may in addition modify 6.10a to include permanent actions only.

NOTE 2 The γ and ξ values may be set by the National Annex. The following values for γ and ξ are recommended when using expressions 6.10, or 6.10a and 6.10b:
$\gamma_{G,sup} = 1{,}35$ [1)]
$\gamma_{G,inf} = 1{,}00$
$\gamma_Q = 1{,}35$ when Q represents unfavourable actions due to road or pedestrian traffic (0 when favourable)
$\gamma_Q = 1{,}45$ when Q represents unfavourable actions due to rail traffic, for groups of loads 11 to 31 (except 16, 17, 26[3)] and 27[3)]), load models LM71, SW/0 and HSLM and real trains, when considered as individual leading traffic actions (0 when favourable)
$\gamma_Q = 1{,}20$ when Q represents unfavourable actions due to rail traffic, for groups of loads 16 and 17 and SW/2 (0 when favourable)
$\gamma_Q = 1{,}50$ for other traffic actions and other variable actions [2)]
$\xi = 0{,}85$ (so that $\xi\gamma_{G,sup} = 0{,}85 \times 1{,}35 \cong 1{,}15$).
$\gamma_{Gset} = 1{,}20$ in the case of a linear elastic analysis, and $\gamma_{Gset} = 1{,}35$ in the case of a non linear analysis, for design situations where actions due to uneven settlements may have unfavourable effects. For design situations where actions due to uneven settlements may have favourable effects, these actions are not to be taken into account.
See also EN 1991 to EN 1999 for γ values to be used for imposed deformations.
γ_P = recommended values defined in the relevant design Eurocode.

[1)]This value covers: self-weight of structural and non structural elements, ballast, soil, ground water and free water, removable loads, etc.
[2)]This value covers: variable horizontal earth pressure from soil, ground water, free water and ballast, traffic load surcharge earth pressure, traffic aerodynamic actions, wind and thermal actions, etc.
[3)]For rail traffic actions for groups of loads 26 and 27 $\gamma_Q = 1{,}20$ may be applied to individual components of traffic actions associated with SW/2 and $\gamma_Q = 1{,}45$ may be applied to individual components of traffic actions associated with load models LM71, SW/0 and HSLM, etc.

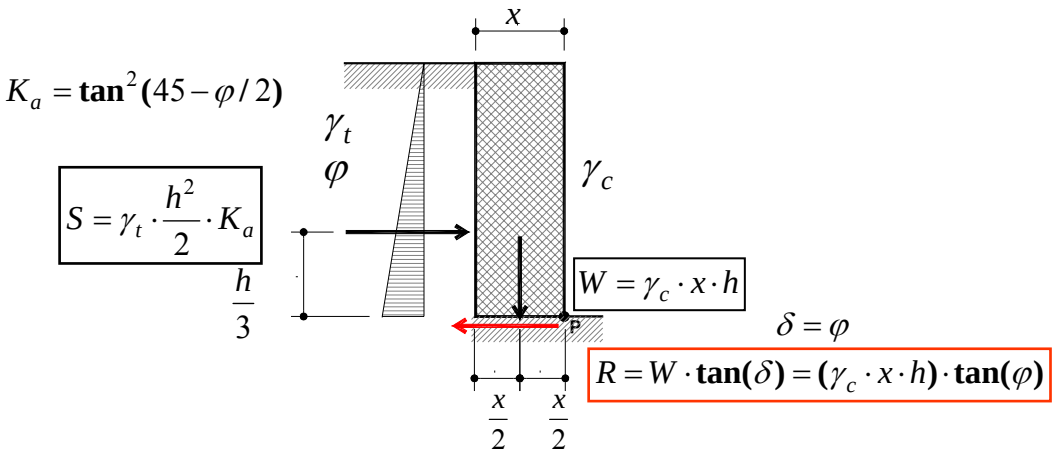
NOTE 3 The characteristic values of all permanent actions from one source are multiplied by $\gamma_{G,sup}$ if the total resulting action effect is unfavourable and $\gamma_{G,inf}$ if the total resulting action effect is favourable. For example, all actions originating from the self-weight of the structure may be considered as coming from one source; this also applies if different materials are involved. See however A2.3.1(2).

NOTE 4 For particular verifications, the values for γ_G and γ_Q may be subdivided into γ_g and γ_q and the model uncertainty factor γ_{Sd}. A value of γ_{Sd} in the range 1,0–1,15 may be used in most common cases and may be modified in the National Annex.

NOTE 5 Where actions due to water are not covered by EN 1997 (e.g. flowing water), the combinations of actions to be used may be specified for the individual project.

EN1990

Alcune questioni critiche relative alle verifiche EQU e UPL



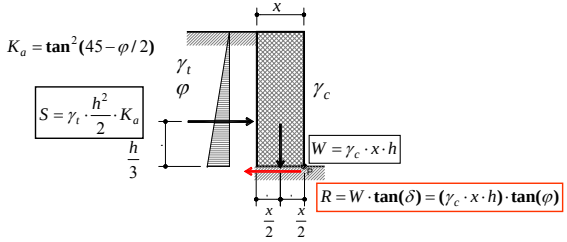
Ci poniamo il problema di dimensionare dal punto di vista geometrico la struttura rappresentata (non ci interessa il la resistenza a taglio e flessione del muro).

Scegliamo l'approccio 1 (che comporta 2 verifiche distinte in cui i coefficienti parziali vengono applicati in modo separato alle azioni e alle resistenze) ed eseguiamo le verifiche al ribaltamento e allo scorrimento, trascurando per brevità la verifica allo stato limite di capacità portante della fondazione .

La verifica al ribaltamento è una verifica di equilibrio di corpo rigido e va eseguita utilizzando il gruppo di coefficienti EQU.

La verifica allo scorrimento è una verifica di resistenza (del terreno) e va eseguita utilizzando prima il gruppo di coefficienti GEO e poi il gruppo di coefficienti STR, prendendo delle due combinazioni la più gravosa.

Alcune questioni critiche relative alle verifiche EQU e UPL



Scegliamo l'approccio 1 ed eseguiamo le verifiche al ribaltamento e allo scorrimento

$$\varphi_d = \arctan\left(\frac{\tan(\varphi_k)}{1.25}\right)$$

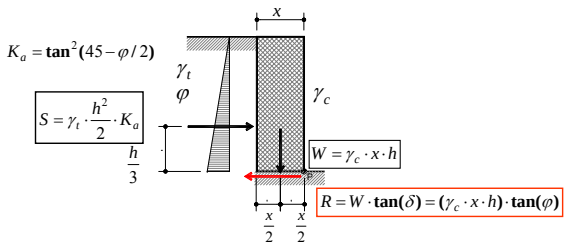
Tabella 6.2.II – *Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno*

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan\varphi'_k$	γ_{φ}	1.0	1.25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_{γ}	1.0	1.0

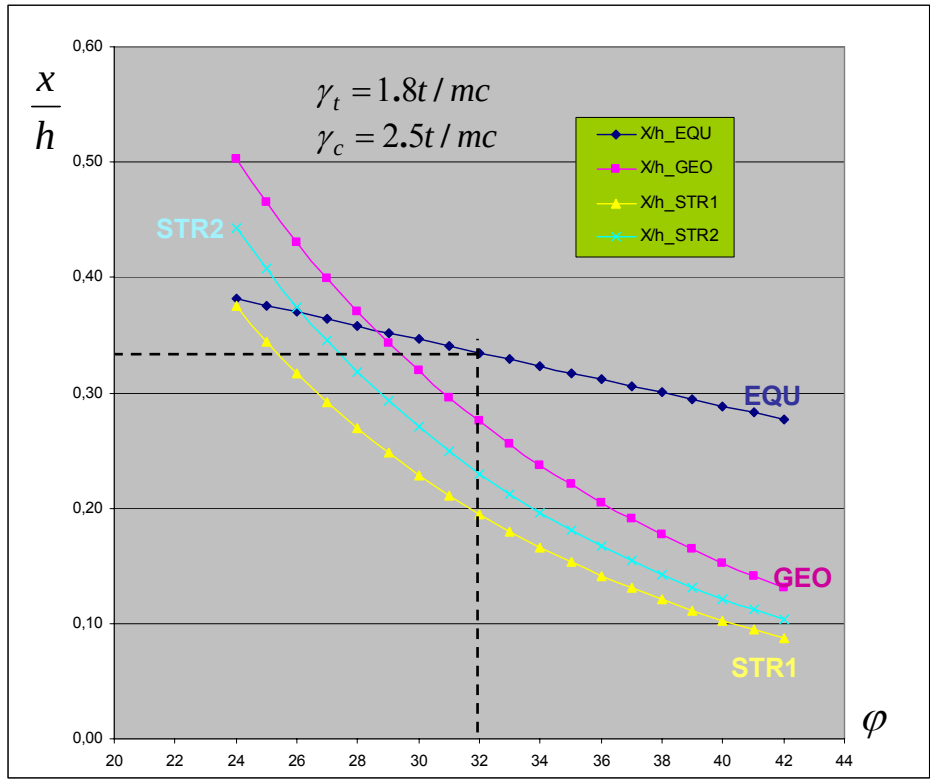
Combinazione	Azioni	$\leq$	Resistenze	Dimensione base x
EQU (EQU+M2) Verifica a ribaltamento	$S_d^{EQU} = 1.1 \cdot \gamma_t \cdot \frac{h^2}{2} \cdot K_{a,d}$ $M_{inst,d}^{EQU} = 1.1 \cdot \gamma_t \cdot \frac{h^3}{6} \cdot K_{a,d}$		$W_d^{EQU} = 0.9 \cdot \gamma_c \cdot x \cdot h$ $M_{stb,d}^{EQU} = 0.9 \cdot \gamma_c \cdot \frac{x^2}{2} \cdot h$	$x \geq h \cdot \sqrt{\frac{1.1}{0.9} \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_t} \cdot \frac{1}{3} \cdot K_{a,d}}$
GEO (A2+M2+R2) Verifica a scorrimento	$S_d^{GEO} = 1.0 \cdot \gamma_t \cdot \frac{h^2}{2} \cdot K_{a,d}$		$W_d^{GEO} = 1.0 \cdot \gamma_c \cdot x \cdot h$ $R_d^{GEO} = 1.0 \cdot \gamma_c \cdot x \cdot h \cdot \tan(\varphi_d)$	$x \geq h \cdot \left(\frac{1.0}{1.0} \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_t} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{K_{a,d}}{\tan(\varphi_d)}\right)$
STR1 (A1+M1+R1) Verifica a scorrimento	$S_d^{STR1} = 1.3 \cdot \gamma_t \cdot \frac{h^2}{2} \cdot K_{a,k}$		$W_d^{STR1} = 1.3 \cdot \gamma_c \cdot x \cdot h$ $R_d^{STR1} = 1.3 \cdot \gamma_c \cdot x \cdot h \cdot \tan(\varphi_k)$	$x \geq h \cdot \left(\frac{1.3}{1.3} \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_t} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{K_{a,k}}{\tan(\varphi_k)}\right)$
Il peso del terreno e il peso del muro, pur essendo entrambe azioni permanenti, hanno origine diversa **STR2** (A1+M1+R1) Verifica a scorrimento	$S_d^{STR2} = 1.3 \cdot \gamma_t \cdot \frac{h^2}{2} \cdot K_{a,k}$		$W_d^{STR2} = 1.0 \cdot \gamma_c \cdot x \cdot h$ $R_d^{STR2} = 1.0 \cdot \gamma_c \cdot x \cdot h \cdot \tan(\varphi_k)$	$x \geq h \cdot \left(\frac{1.3}{1.1} \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_t} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{K_{a,k}}{\tan(\varphi_k)}\right)$

Non è significativa

Alcune questioni critiche relative alle verifiche EQU e UPL



Combinazione	Dimensione base x
EQU (EQU+M2)	$x \geq h \cdot \sqrt{\frac{1.1}{0.9} \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_t} \cdot \frac{1}{3} \cdot K_{a,d}}$
GEO (A2+M2+R2)	$x \geq h \cdot \left(\frac{1.0}{1.0} \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_t} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{K_{a,d}}{\tan(\varphi_d)} \right)$
STR2 (A1+M1+R1)	$x \geq h \cdot \left(\frac{1.3}{1.1} \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_t} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{K_{a,k}}{\tan(\varphi_k)} \right)$



$\gamma_t = 1.8t/mc$ $\varphi_k = 32^\circ$ $\varphi_d = 26.56^\circ$

$\gamma_c = 2.5t/mc$

$h = 6m$

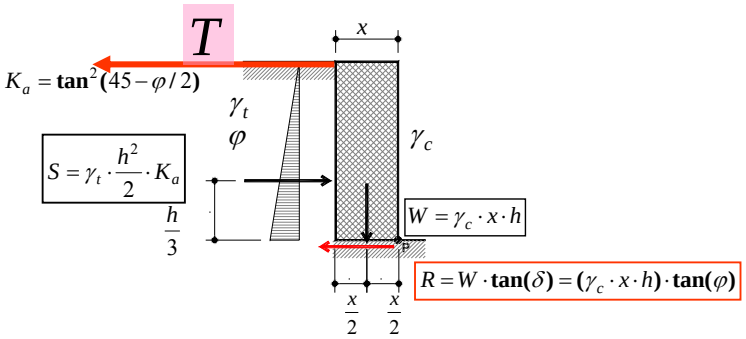
$x_{EQU} = 0.33476 \cdot h = 2.008m$

$x_{GEO} = 0.27512 \cdot h = 1.651m$

$x_{STR2} = 0.23012 \cdot h = 1.3807m$

La verifica determinante per il dimensionamento è stata la EQU

Alcune questioni critiche relative alle verifiche EQU e UPL



$\gamma_t = 1.8t/mc \qquad \varphi_k = 32^\circ \qquad \varphi_d = 26.56^\circ$

$\gamma_c = 2.5t/mc$

$h = 6m$

$x_{EQU} = 0.33476 \cdot h = 2.008m$

$x_{GEO} = 0.27512 \cdot h = 1.651m$

$x_{STR2} = 0.23012 \cdot h = 1.3807m$

Supponiamo di dover inserire un tirante per ristabilire l'equilibrio in quanto siamo stati costretti a dimensionare con ***x<2.008 m***

A questo punto, seguendo la norma, dovremmo escludere la verifica **EQU** in quanto **entra in gioco una resistenza strutturale**

Sappiamo dal calcolo già fatto che il tirante è necessario: troviamo il valore dello sforzo nel tirante T ancora con l'equazione all'equilibrio alla rotazione attorno a P

$$M_{inst,d} = \left(S_d^{GEO/STR}\right) \cdot \frac{h}{3} \qquad M_{stb,d} = \left(W_d^{GEO/STR}\right) \cdot \frac{x}{2} + T_d \cdot h$$

$$T_d = \frac{\left[\left(S_d^{GEO/STR}\right) \cdot \frac{h}{3} - W_d^{GEO/STR} \cdot \frac{x}{2}\right]}{h}$$

$$T_d^{GEO/STR} = S_d^{GEO/STR} \cdot \frac{1}{3} - W_d^{GEO/STR} \cdot \frac{x}{2h}$$

x=1.80 m

$T_d^{GEO} = 0.076t/m$

$T_d^{STR} = 0.264t/m$

x=1.90 m

$T_d^{GEO} = -0.386t/m$

$T_d^{STR} = -0.198t/m$

Non si trova nessuna soluzione valida, cioè non si riesce a dimensionare il tirante utilizzando le sole verifiche GEO e STR

E allora, come va fatta la verifica ?

Valori di T che si ricavano utilizzando nella verifica i coefficienti EQU

$T_d^{EQU} = 0.894t/m$ ***x=1.80 m***

$T_d^{EQU} = 0.477t/m$ ***x=1.90 m***

Alcune questioni critiche relative alle verifiche EQU e UPL

In pratica, abbiamo visto che in alcuni casi le verifiche con i gruppi di coefficienti STR (e/o GEO) non consentono di pervenire ad una soluzione accettabile per il dimensionamento strutturale.

Perché non utilizzare i coefficienti EQU così come si utilizzano i coefficienti GEO e STR ?

Cioè, perché non utilizzarli anche nelle verifiche strutturali e geotecniche scegliendo di volta in volta la combinazione più gravosa ?

Detto in modo sintetico, il motivo risiede nel fatto che, in genere, non è ragionevole ipotizzare (da un punto di vista probabilistico) che si verifichi **contemporaneamente** la situazione più gravosa sia sugli effetti delle azioni che sugli effetti delle resistenze (si tratta di probabilità congiunta) nei casi in cui le une o le altre vengono ricavate attraverso un **prodotto** tra fattori affetti contemporaneamente da coefficienti di sicurezza.

Si pensi, ad esempio, alla verifica allo scorrimento (che è una verifica di resistenza) effettuata con i gruppi di coefficienti EQU; avremmo dovuto scrivere:

EQU (EQU+M2)

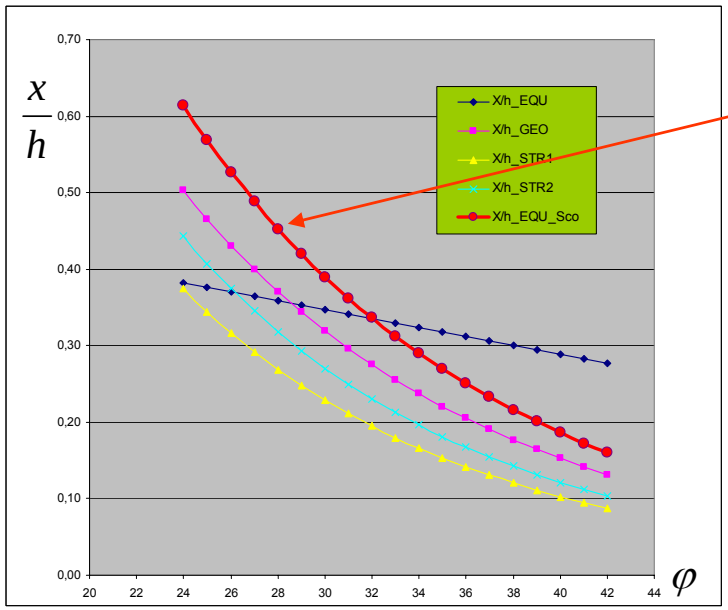
Verifica a scorrimento

$$S_d^{GEO} = 1.1 \cdot \gamma_t \cdot \frac{h^2}{2} \cdot K_{a,d}$$

$$W_d^{GEO} = 0.9 \cdot \gamma_c \cdot x \cdot h$$

$$R_d^{GEO} = 0.9 \cdot \gamma_c \cdot x \cdot h \cdot \tan(\varphi_d)$$

$$x \geq h \cdot \left(\frac{1.1}{0.9} \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_t} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{K_{a,d}}{\tan(\varphi_d)} \right)$$



Prima avevamo scritto

GEO (A2+M2+R2)

Verifica a scorrimento

$$S_d^{GEO} = 1.0 \cdot \gamma_t \cdot \frac{h^2}{2} \cdot K_{a,d}$$

$$W_d^{GEO} = 1.0 \cdot \gamma_c \cdot x \cdot h$$

$$R_d^{GEO} = 1.0 \cdot \gamma_c \cdot x \cdot h \cdot \tan(\varphi_d)$$

STR2 (A1+M1+R1)

Verifica a scorrimento

$$S_d^{STR2} = 1.3 \cdot \gamma_t \cdot \frac{h^2}{2} \cdot K_{a,k}$$

$$W_d^{STR2} = 1.0 \cdot \gamma_c \cdot x \cdot h$$

$$R_d^{STR2} = 1.0 \cdot \gamma_c \cdot x \cdot h \cdot \tan(\varphi_k)$$

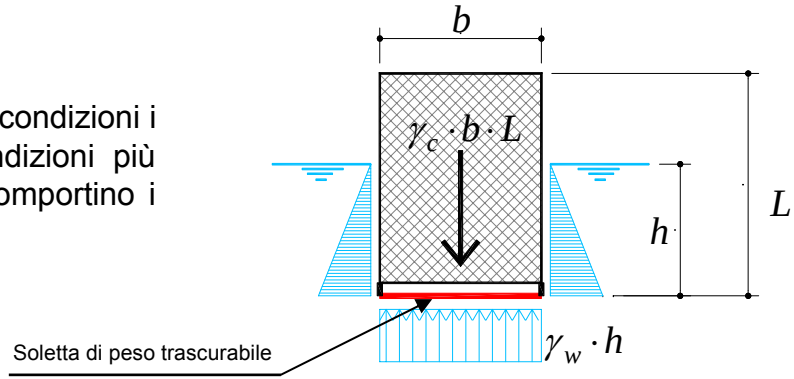
EQU (EQU+M2)

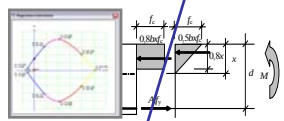
$$M_{inst,d}^{EQU} = 1.1 \cdot \gamma_t \cdot \frac{h^3}{6} \cdot K_{a,d}$$

$$M_{stb,d}^{EQU} = 0.9 \cdot \gamma_c \cdot \frac{x^2}{2} \cdot h$$

Alcune questioni critiche relative alle verifiche EQU e UPL

Può accadere anche il contrario: In alcune condizioni i coefficienti STR (o GEO) portano a condizioni più gravose **per l'equilibrio** di quanto non comportino i coefficienti EQU o UPL



Combinazione	Azioni	≤	Resistenze	Limite massimo per ***h***
UPL (UPL) Verifica a ribaltamento	$V_{inst,d}^{UPL} = 1.1 \cdot \gamma_w \cdot h \cdot b$		$G_{stb,d}^{UPL} = 0.9 \cdot \gamma_c \cdot b \cdot L$	$h \le \frac{0.9}{1.1} \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_w} \cdot L$
STR (A1) Verifica a flessione della platea di base	$q_d^{STR} = 1.3 \cdot \gamma_w \cdot h$ $M_d^{STR} = (1.3 \cdot \gamma_w \cdot h) \cdot \frac{b^2}{8}$		 $M_{r,d} \approx A_f \cdot f_{yd} \cdot 0.9 \cdot d$	

In questa condizione la verifica UPL non è soddisfatta

Infatti: $1.3 > \frac{1.1}{0.9} = 1.222$

Una osservazione sul valore dei coefficienti parziali delle azioni nella verifica EQU

Il valore del coefficiente parziale assunto dal carico q **in contemporanea** con i coefficiente parziali M2 applicato alle resistenze del terreno forse è troppo elevato.

Tabella 6.2.I – *Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.*

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

$$S_d^{EQU} = 1.1 \cdot \gamma_t \cdot \frac{h^2}{2} \cdot K_{a,d} + 1.5 \cdot q \cdot h \cdot K_{a,d}$$

$$K_{a,d} \approx 1.25 \cdot K_{a,k}$$

$$K_{a,d} \approx 1.25 \cdot K_{a,k}$$

$$1.1 \cdot 1.25 = 1.375$$

$$1.5 \cdot 1.25 = 1.875$$

Forse sarebbe stato più corretto ?

$$1.3 \cdot 1.25 = 1.625$$

Classificazione delle azioni

Classificazione in base al modo di esplicarsi

- Dirette
- Indirette
- Degrado

Classificazione in base alla risposta strutturale

- Statiche
- Pseudo statiche
- Dinamiche

Classificazione in base alla variazione di intensità nel tempo

- Permanenti — piccola variazione di intensità nel tempo (pressoché costanti)
  - **NOVITA'**
  - (G1) peso proprio degli elementi strutturali, peso proprio del terreno forze indotte dal terreno e dall'acqua (se costanti)
  - (G2) pesi propri degli elementi non strutturali (sovracc. permanenti)
  - (P) precompressione; spostamenti impressi previsti in progetto; ritiro e viscosità; spostamenti differenziali
- Variabili (Q)
- Eccezionali (A) incendi, urti, esplosioni
- Sismiche (E)

(3) The variability of G may be neglected if G does not vary significantly during the design working life of the structure and its coefficient of variation is small. G_k should then be taken equal to the mean value.

NOTE This coefficient of variation can be in the range of 0,05 to 0,10 depending on the type of structure.

(4) In cases when the structure is very sensitive to variations in G (e.g. some types of prestressed concrete structures), two values should be used even if the coefficient of variation is small. Then $G_{k,inf}$ is the 5% fractile and $G_{k,sup}$ is the 95% fractile of the statistical distribution for G, which may be assumed to be Gaussian.

(5) The self-weight of the structure may be represented by a single characteristic value and be calculated on the basis of the nominal dimensions and mean unit masses, see EN 1991-1-1.

Effetto della distinzione tra permanenti strutturali e permanenti non strutturali

3.1.3 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

Sono considerati carichi permanenti non strutturali i carichi non rimovibili durante il normale esercizio della costruzione, quali quelli relativi a tamponature esterne, divisori interni, massetti, isolamenti, pavimenti e rivestimenti del piano di calpestio, intonaci, controsoffitti, impianti ed altro, ancorché in qualche caso sia necessario considerare situazioni transitorie in cui essi non siano presenti.

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli sfavorevoli	γ_{G1}	0,9 1,1	1,0 1,3	1,0 1,0
Carichi permanenti non strutturali[1]	favorevoli sfavorevoli	γ_{G2}	0,0 1,5	0,0 1,5	0,0 1,3
Carichi variabili	favorevoli sfavorevoli	γ_{Q_i}	0,0 1,5	0,0 1,5	0,0 1,3

[1] Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

1) Cosa significa "carichi permanenti non strutturali compiutamente definiti" ?

2) Una volta che si è deciso di distinguere i g_2 dai g_1, è necessario considerare i g_2 variabili per campata, ovvero rimovibili ?

3) Se i g_2 possono essere rimovibili significa che in tutte le verifiche va considerato il coefficiente parziale 0 ?

La risposta alla seconda domanda può avere conseguenze importanti nelle verifiche STR, mentre la risposta alla terza può influenzare in maniera significativa le verifiche EQU o UPL

4) Si potrebbe pensare, a seconda delle situazioni, di scomporre i sovraccarichi permanenti non strutturali in una parte g_1 e in una parte g_2; ad esempio nei sovraccarichi dei solai si potrebbero considerare come g1 i pesi dei sottofondi e pavimenti e come g2 il peso delle divisorie?

Oppure la norma ha voluto tenere in considerazione oltre al fatto che i sovraccarichi permanenti sono di determinazione più incerta dei carichi strutturali (cioè che il loro coefficiente di variazione $c=\delta/\mu$ è ben superiore a quel 5-10% ipotizzato) il fatto che:

- Nel corso della vita della struttura una parte dei sovraccarichi permanenti potrebbero subire una modifica (ad esempio durante opere di ordinaria manutenzione)

- Una parte dei sovraccarichi permanenti potrebbe non essere effettivamente presente (ad esempio nel caso di appartamenti non realizzati contemporaneamente)

In definitiva deciderà RESPONSABILMENTE il Progettista

Sugli elaborati di progetto vanno indicati ……

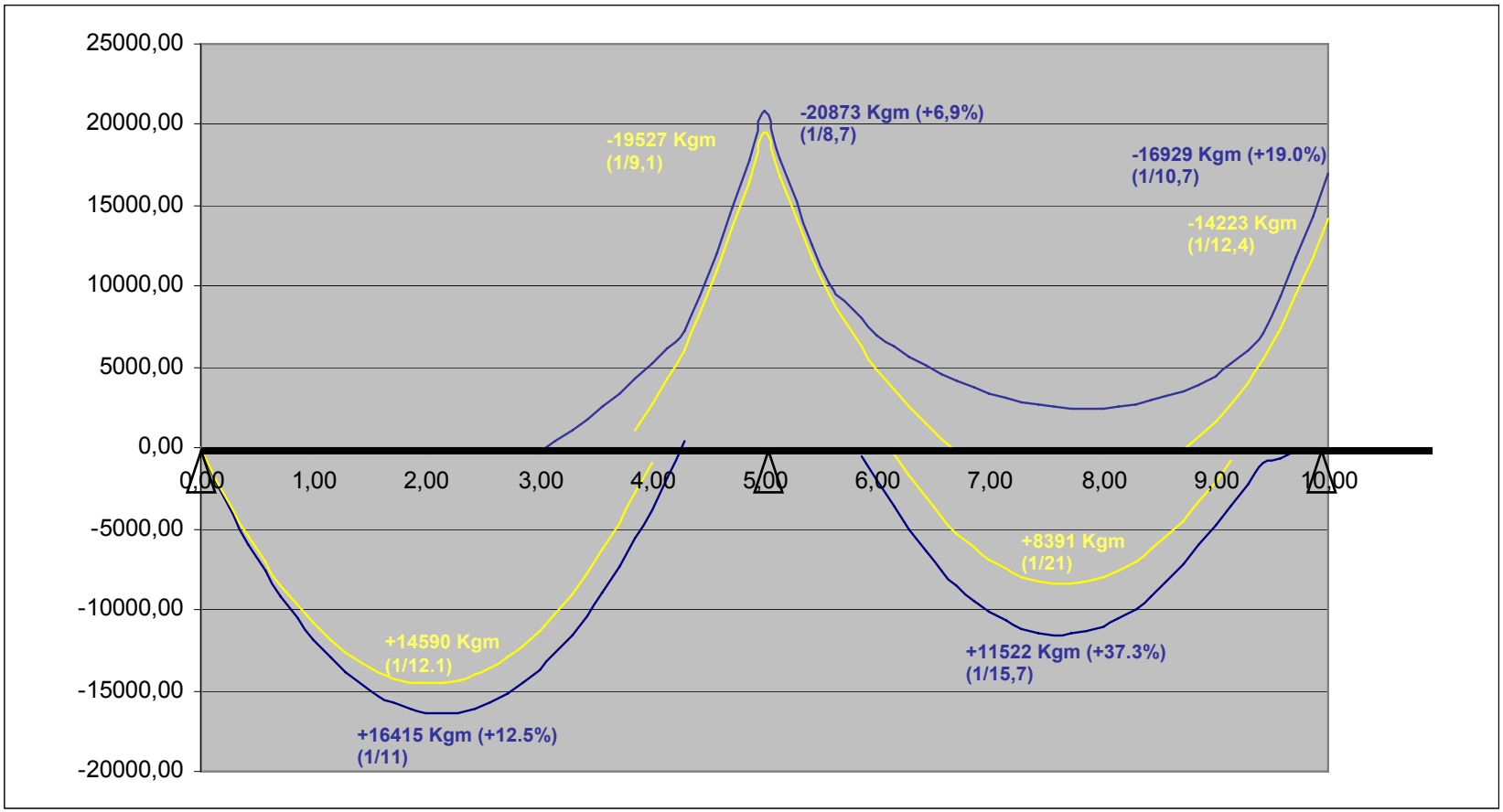
Effetto della distinzione tra permanenti strutturali e permanenti non strutturali
Es.: Verifica STR di una trave continua a 4 campate

p_d = 7065 Kg/m

1,5 q = 1,5x6x200=1800 Kg/m

1,5 q = 1,5x6x200=1800 Kg/m

1,35(g_1+g_2)= 1,35x6x(350+300)=5265 Kg/m



p_d = 7230 Kg/m

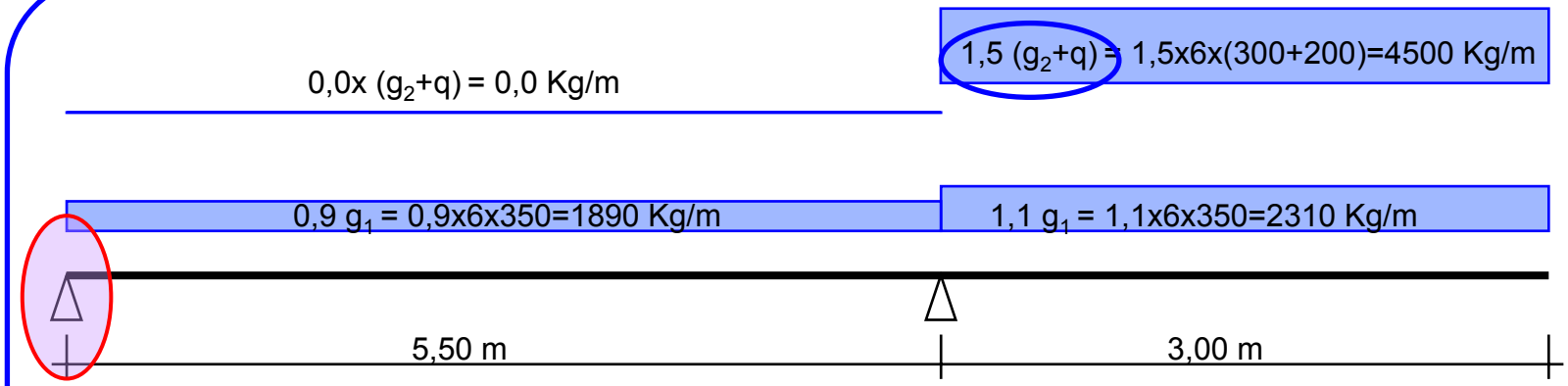
+2,3%

1,5 (g_2+q) = 1,5x6x(300+200)=4500 Kg/m

1,5 (g_2+q) = 1,5x6x(300+200)=4500 Kg/m

1,3 g_1 = 1,3x6x350=2730 Kg/m

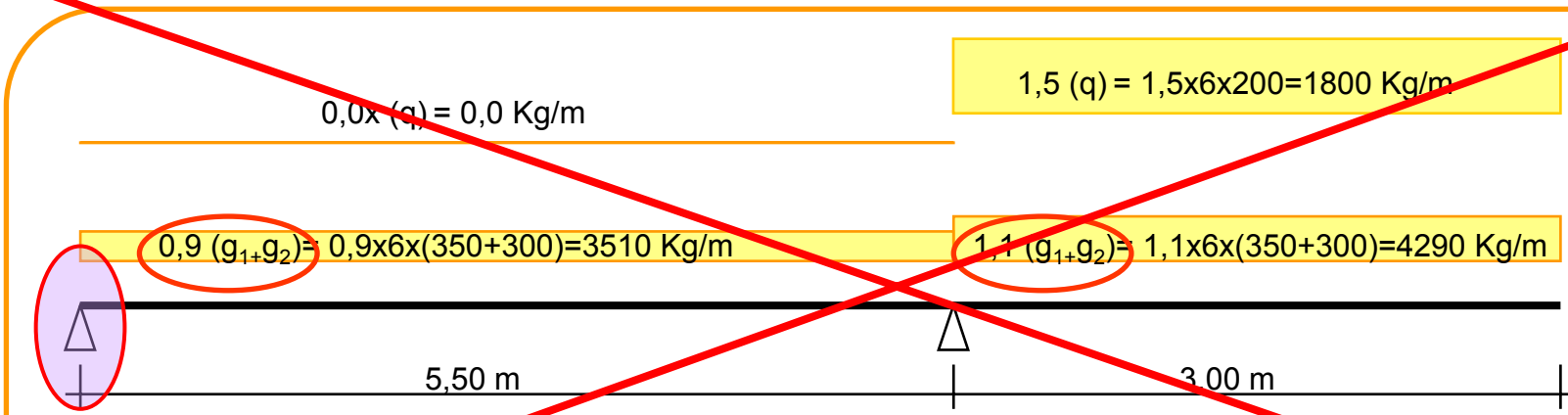
Effetto della distinzione tra permanenti strutturali e permanenti non strutturali
Es.: Verifica EQU sollevamento di un appoggio



Md,stab = 1890x(5,5^2)/2 = **28586** Kgm

Md,instab = (4500+2310)x(3,0^2)/2 = **30645** Kgm

Verifica non soddisfatta



Md,stab = 3510x(5,5^2)/2 = **53088** Kgm

Md,instab = (4290+1800)x(3,0^2)/2 = **27405** Kgm

Verifica soddisfatta

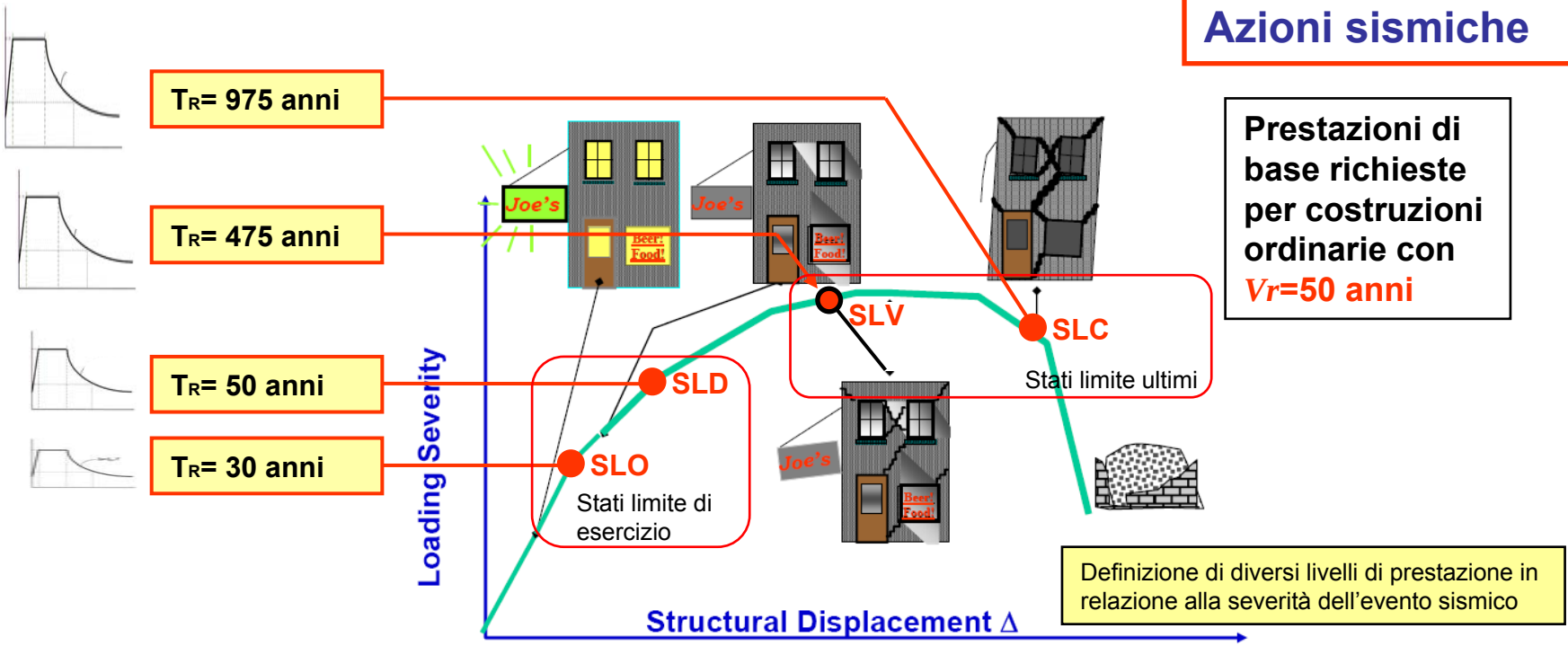
Azioni sismiche

1) I parametri che definiscono le azioni di progetto non sono più legati alla zonazione sismica, ma sono definiti puntualmente

2) Non esiste più il coefficiente di importanza I: la diversificazione dell'azione (e quindi della sicurezza) si ottiene aumentando il periodo di riferimento (cioè la finestra temporale di osservazione) con il coefficiente d'uso Cu attraverso la relazione $Vr = Vn \cdot Cu$

3) Per la Provincia di Mantova i nuovi parametri di riferimento per la definizione dell'azione sismica comportano valori di accelerazione a_g che renderebbero obbligatoria la progettazione sismica anche per edifici ordinari (classe I e II); la classificazione amministrativa, però, non è ancora adeguata alla pericolosità sismica di base secondo i valori dell'allegato alle NTC2008. L'ordinanza 3519 del 28/04/2006 (che non è stata recepita dalle Regioni) comporterebbe una classificazione in linea con le NTC2008

Azioni sismiche

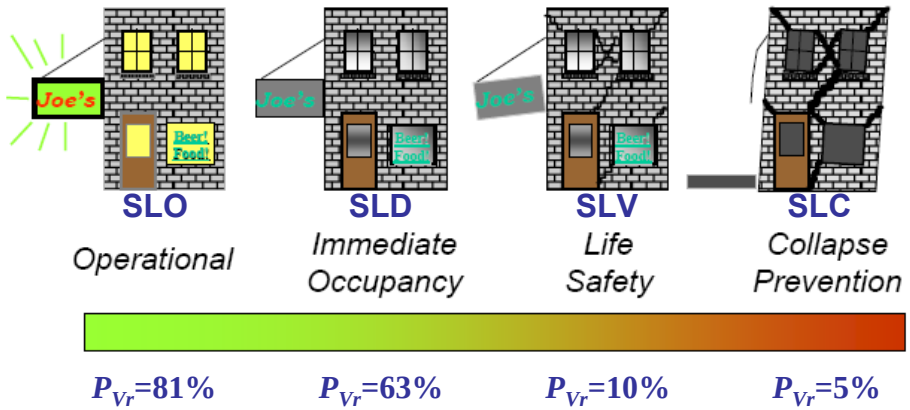


Prestazioni di base richieste per costruzioni ordinarie con *Vr*=50 anni

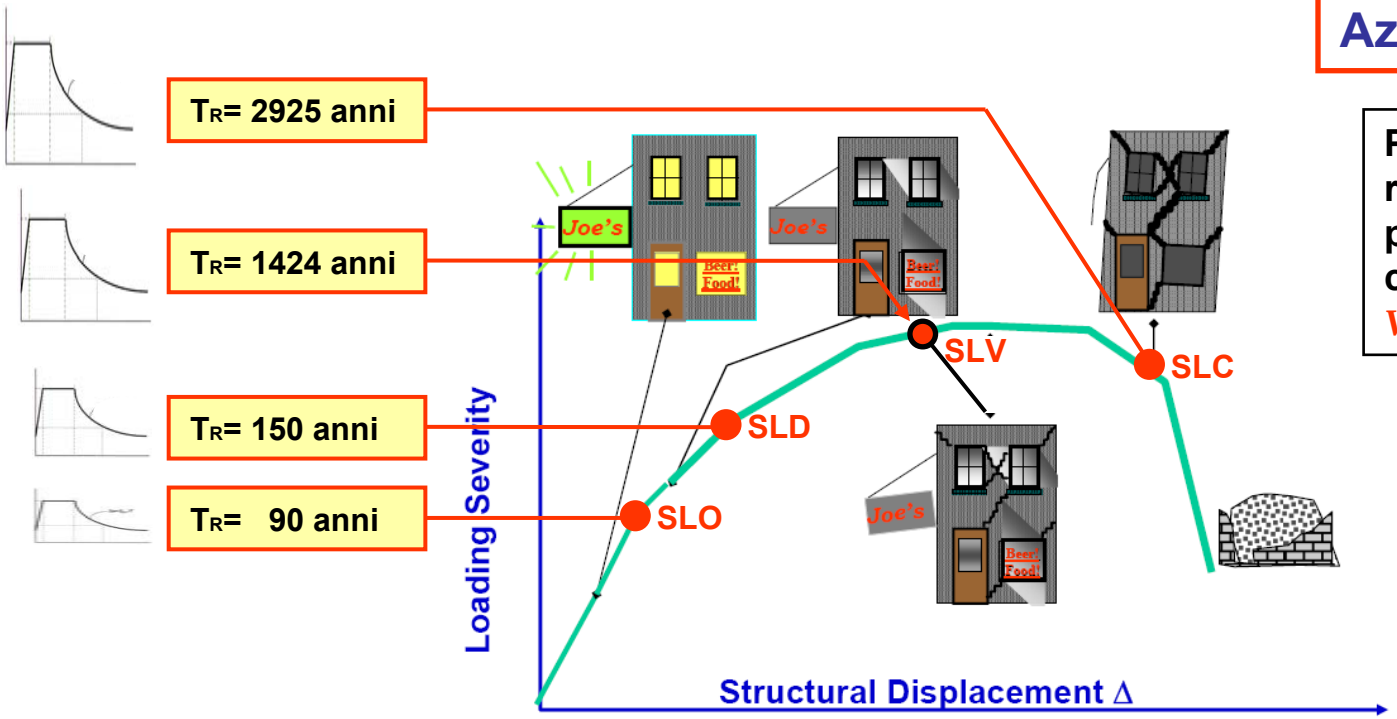
Definizione di diversi livelli di prestazione in relazione alla severità dell'evento sismico

$$Vr = Vn \cdot Cu$$

$$Tr = \frac{-Vr}{\ln(1 - P_{Vr})}$$



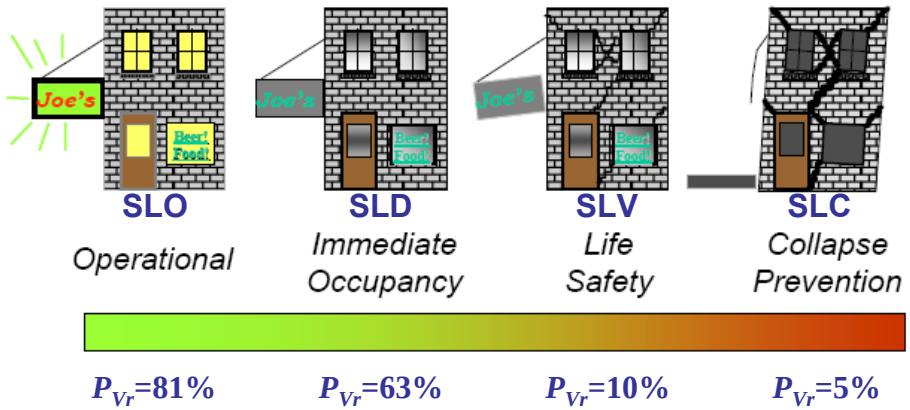
Azioni sismiche



Prestazioni richieste per costruzioni con *Vr*=150 anni

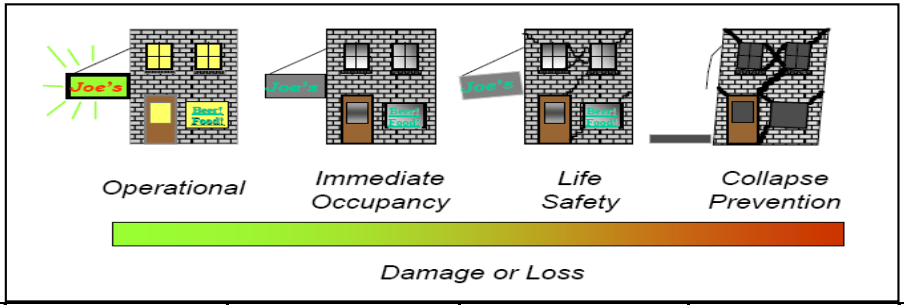
$$Vr = Vn \cdot Cu$$

$$Tr = \frac{-Vr}{\ln(1 - P_{Vr})}$$



In sostanza la differenziazione della sicurezza per le costruzioni non ordinarie viene ottenuta eseguendo le verifiche per i diversi SL con azioni più elevate ricavate estendendo la finestra temporale (*Vr*) di osservazione (e di conseguenza *Tr*)

Tabella sintetica delle verifiche necessarie

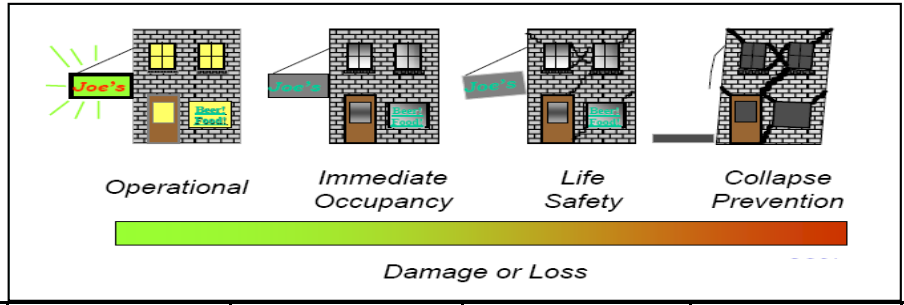


	SLO	SLD	SLV	SLC	
PVr	**81%**	**63%**	**10%**	**5%**	$Vr = Vn \cdot Cu$ (anni)
$Tr = \frac{-Vr}{\ln(1-P_{Vr})}$	30,1	50,3	474,6	974,8	50
	45,2	75,4	711,8	1462,2	75
	60,2	100,6	949,1	1949,6	100
	90,3	150,9	1423,7	2924,4	150
	120,4	201,2	1898,2	3899,1	200
Classe I e II		Interstory Drift $d_r < 0,005\ h$ $d_{rp} < 0,01\ h$ $d_{rm} < 0,003\ h$ $d_{rma} < 0,004\ h$	Ed < Rd **η=1/q** **γM=γM** + regole di dettglio e gerarchia resistenze		
Classe III e IV	Interstory Drift $d_r < 0,005\ h$ $d_{rp} < 0,01\ h$ $d_{rm} < 0,003\ h$ $d_{rma} < 0,004\ h$ $(\cdot 2 / 3)$	Ed < Rd **η=1/1,5** **γM=γA**	Ed < Rd **η=1/q** **γM=γM** + regole di dettglio e gerarchia resistenze		
Elementi non strutturali Classi I, II, III, IV			Verifica di resistenza Fa < RFa		
Impianti per edifici di Classe III e IV	Controllo di compatibilità di accelerazioni e/o spostamenti				

Nota: le verifiche allo SLC sono previste solo per gli isolatori delle strutture isolate

Tabella sintetica delle verifiche necessarie

Es. Edificio ordinario con Vn=50

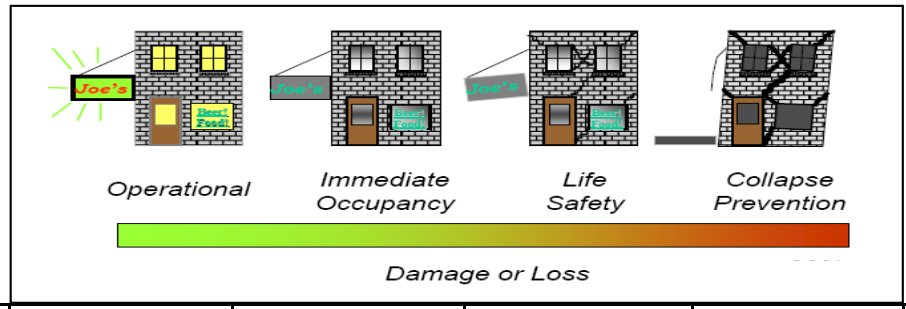


	SLO	SLD	SLV	SLC	
PVr	**81%**	**63%**	**10%**	**5%**	$Vr = Vn \cdot Cu$ (anni)
$Tr = \frac{-Vr}{\ln(1-P_{Vr})}$	30,1	50,3	474,6	974,8	50
	45,2	75,4	711,8	1462,2	75
	60,2	100,6	949,1	1949,6	100
	90,3	150,9	1423,7	2924,4	150
	120,4	201,2	1898,2	3899,1	200
Classe I e II		Interstory Drift $d_r < 0,005\ h$ $d_{rp} < 0,01\ h$ $d_{rm} < 0,003\ h$ $d_{rma} < 0,004\ h$	Ed < Rd **η=1/q** **γM=γM** + regole di dettglio e gerarchia resistenze		
Classe III e IV	Interstory Drift $d_r < 0,005\ h$ $d_{rp} < 0,01\ h$ $d_{rm} < 0,003\ h$ $d_{rma} < 0,004\ h$ $(\cdot 2 / 3)$	Ed < Rd **η=1/1,5** **γM=γA**	Ed < Rd **η=1/q** **γM=γM** + regole di dettglio e gerarchia resistenze		
Elementi non strutturali Classi I, II, III, IV			Verifica di resistenza Fa < RFa		
Impianti per edifici di Classe III e IV	Controllo di compatibilità di accelerazioni e/o spostamenti				

Nota: le verifiche allo SLC sono previste solo per gli isolatori delle strutture isolate

Tabella sintetica delle verifiche necessarie

Es. Edificio Cl. III con Vn=50



	SLO	SLD	SLV	SLC	
PVr	**81%**	**63%**	**10%**	**5%**	$Vr = Vn \cdot Cu$ (anni)
$Tr = \frac{-Vr}{\ln(1-P_{Vr})}$	30,1	50,3	474,6	974,8	50
	45,2	75,4	711,8	1462,2	75
	60,2	100,6	949,1	1949,6	100
	90,3	150,9	1423,7	2924,4	150
	120,4	201,2	1898,2	3899,1	200
Classe I e II		Interstory Drift $d_r < 0,005\ h$ $d_{rp} < 0,01\ h$ $d_{rm} < 0,003\ h$ $d_{rma} < 0,004\ h$	Ed < Rd **η=1/q** **γM=γM** + regole di dettglio e gerarchia resistenze		
Classe III e IV	Interstory Drift $d_r < 0,005\ h$ $d_{rp} < 0,01\ h$ $d_{rm} < 0,003\ h$ $d_{rma} < 0,004\ h$ $(\cdot 2 / 3)$	Ed < Rd **η=1/1,5** **γM=γA**	Ed < Rd **η=1/q** **γM=γM** + regole di dettglio e gerarchia resistenze		
Elementi non strutturali Classi I, II, III, IV			Verifica di resistenza Fa < RFa		
Impianti per edifici di Classe III e IV	Controllo di compatibilità di accelerazioni e/o spostamenti				

Nota: le verifiche allo SLC sono previste solo per gli isolatori delle strutture isolate

Il parametro base per la determinazione dell'azione sismica è lo Spettro di risposta elastico di Pseudoaccelerazione

Il valore a_g di ancoraggio dello spettro di risposta non dipende più dalla zonazione sismica

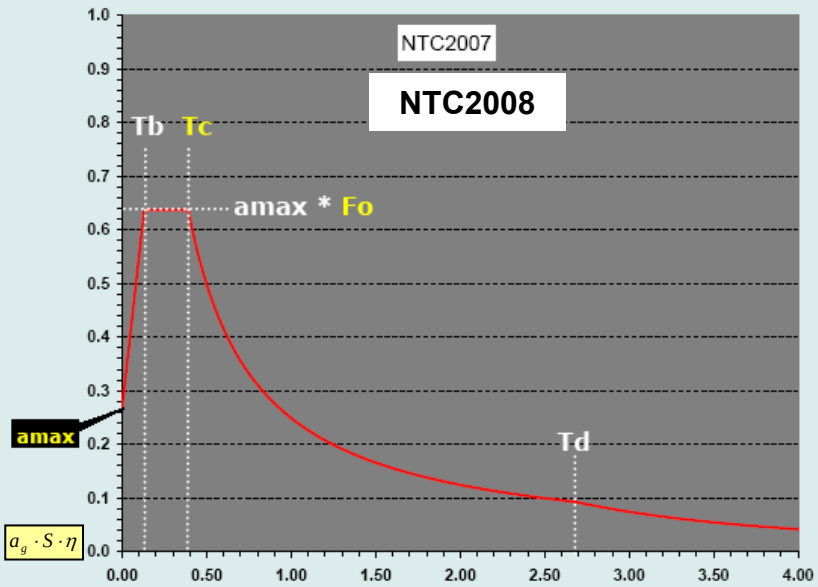
Azione sismica: Spettri di risposta elastici NTC2008

$$0 \le T < T_B \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \le T < T_C \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \le T < T_D \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \le T \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$



$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \ge 0{,}55$$

$$T_B = T_C / 3 \qquad T_C = C_C \cdot T_C^*$$

$$T_D = 4{,}0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1{,}6$$

Effetti locali dovuti alla stratigrafia

Tabella 3.2.V – *Espressioni di S_S e di C_C*

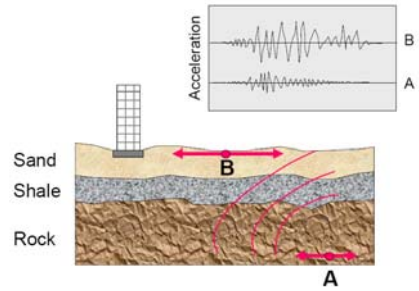
Categoria sottosuolo	S_S	C_C
A	1,00	1,00
B	$1{,}00 \le 1{,}40 - 0{,}40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1{,}20$	$1{,}10 \cdot (T_C^*)^{-0{,}20}$
C	$1{,}00 \le 1{,}70 - 0{,}60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1{,}50$	$1{,}25 \cdot (T_C^*)^{-0{,}33}$
D	$0{,}90 \le 2{,}40 - 1{,}50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1{,}80 \cdot$	$1{,}05 \cdot (T_C^*)^{-0{,}50}$
E	$1{,}00 \le 2{,}00 - 1{,}10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1{,}60$	$1{,}15 \cdot (T_C^*)^{-0{,}40}$

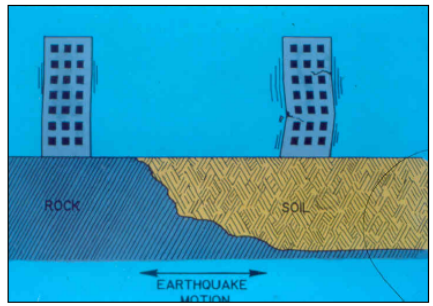
Tabella 3.2.VI – *Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T*

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

$$S = S_S \cdot S_T$$

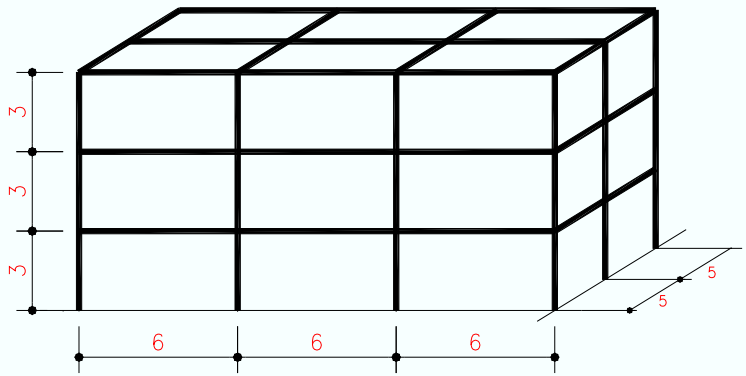
Effetti locali dovuti alla conformazione topografica





Confrontiamo l'entità delle forze orizzontali in gioco nelle verifiche sismiche allo SLV (Stato Limite Ultimo) confrontandole con le forze in gioco dovute all'azione del vento.

Reggio Calabria				
	Tr	Ag	Fo	Tc*
SLO	30	0,062	2,337	0,278
SLD	50	0,084	2,301	0,295
SLV	475	0,253	2,414	0,362
SLC	975	0,341	2,454	0,388



Azione del vento

approssimativamente considerata uniforme e pari a 100 Kg/mq con Cpe = 0,8 e -0,4

Taglio alla base dovuto al vento sulla facciata più grande

Superficie esposta S = 18 x (3x3+1) = 180 mq

Risultante azione del vento

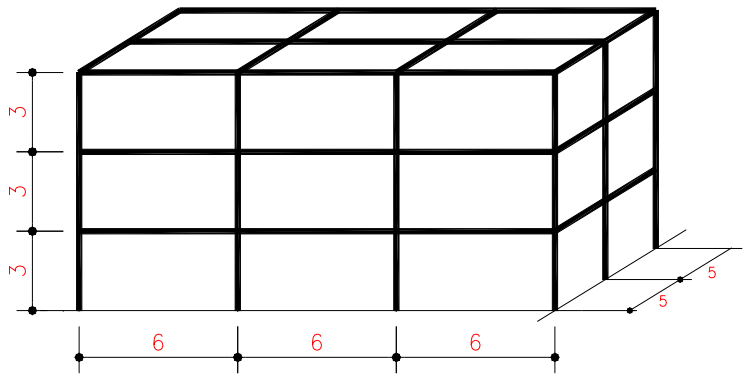
Rd = Td_{base} = 1,5 x 180 x (0,8+0,4) x 100 = **32400 Kg = 32,4 t**

γ_q

Progettazione per azioni sismiche

Valutazione del taglio alla base (in campo elastico) dovuto all'azione sismica

Peso proprio travi	=	200 Kg/m	
Peso proprio solaio	=	300 Kg/mq	
Sovr. Permanente	=	300 Kg/mq	
Sovr. Variabile	=	200 Kg/mq	ψ2 = 0.3
Peso proprio tamponamenti	=	1000 Kg/m	



Massa totale di un impalcato

Peso travi = (18x3+10x4) x 200 =	15200 Kg
Peso solaio = 300x18x10 =	54000 Kg
Sovr. Permanente = 300x180 =	54000 Kg
Tamponamenti = (18x2+10x2) x 1000 =	56000 Kg
Pilastri = 0,3x0,4x2500x2,8x12 =	10080 Kg
Sovr. Variabile = 0,3x200x180 =	10800 Kg
Wi=	**200080 Kg ≈ 200 t**

Massa totale dell'edificio

Wtot = 200 x 3 = **600 t**

Il periodo fondamentale della struttura si può stimare in circa 0,3 s

Perciò siamo nella zona dello spettro di risposta che comporta il massimo effetto.

Il taglio alla base dovuto all'azione sismica nell'ipotesi di comportamento elastico della struttura vale:

W_{tot} S a_g Fo

Tbase ≈ 600 x (1.2 x 0.253 x 2.414) = 600 x 0,733 ≈ **440 t >> 32,4 t**

Anche in una zona con più bassa sismicità come Mantova caratterizzata da ag = 0.089 g Fo = 2.56

Avremmo ottenuto un taglio alla base rilevante dell'ordine di **164 t**

Reggio Calabria

	Tr	Ag	Fo	Tc*
SLO	30	0,062	2,337	0,278
SLD	50	0,084	2,301	0,295
SLV	475	0,253	2,414	0,362
SLC	975	0,341	2,454	0,388

Si considera un terreno con caratteristiche medio – buone con un coefficiente S=1,2

La progettazione sismica si basa:

1. **Sull'accettazione (per necessità) del comportamento al di là del limite elastico della struttura con conseguente danneggiamento controllato**

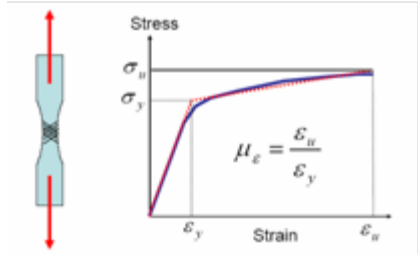
2. **Sulla capacità della struttura di sviluppare meccanismi di deformazione (stabili) al di là del limite elastico: duttilità.**

3. **Sul PRINCIPIO DI UGUAL SPOSTAMENTO che consente di ridurre tramite un coefficiente di comportamento – il fattore di struttura q – le azioni cui assoggettare la struttura**

4. **Nell'evitare che si instaurino meccanismi fragili attraverso la GERARCHIA DELLE RESISTENZE**

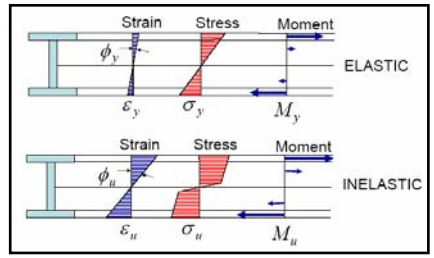
Materiale

$\mu_\varepsilon = 100$



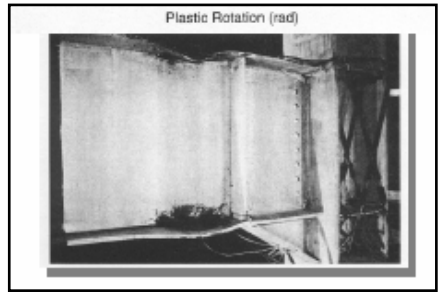
Sezione

$\mu_\phi = 12$ to 20



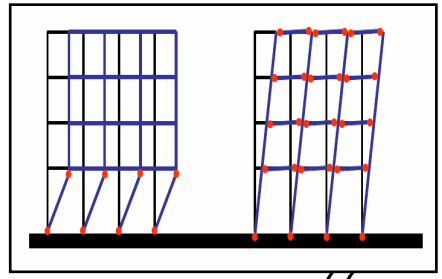
Reg.Critica

$\mu_\theta = 8$ to 14



Struttura

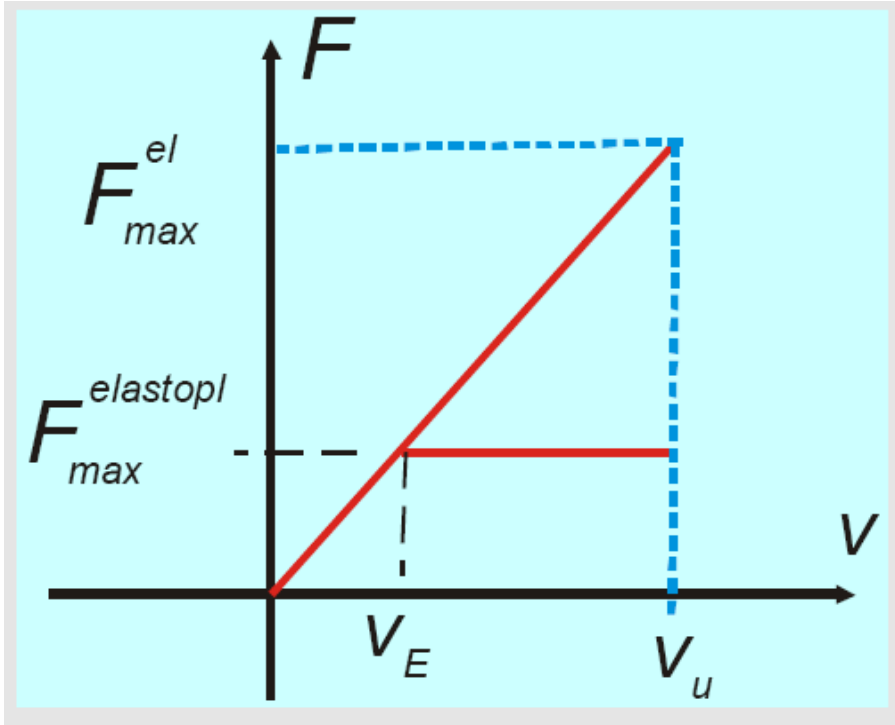
$\mu_\Delta = 4$ to 10

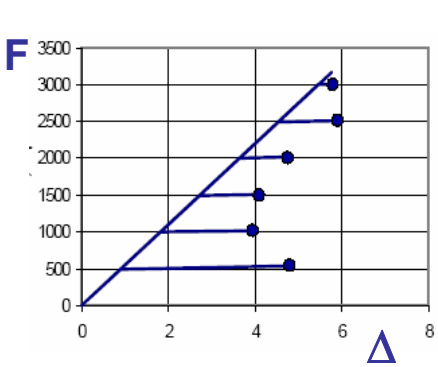


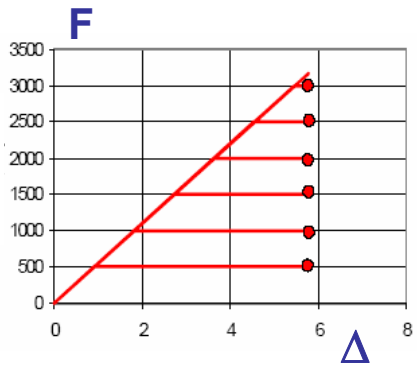
Principio di ugual spostamento

Lo spostamento massimo di un sistema anelastico con assegnata rigidezza *K* e resistenza *Fy* assoggettato ad un particolare moto sismico è approssimativamente uguale al massimo spostamento che lo stesso sistema avrebbe se si comportasse in modo indefinitamente elastico

Quindi lo spostamento massimo del sistema è indipendente dalla resistenza allo snervamento dello stesso





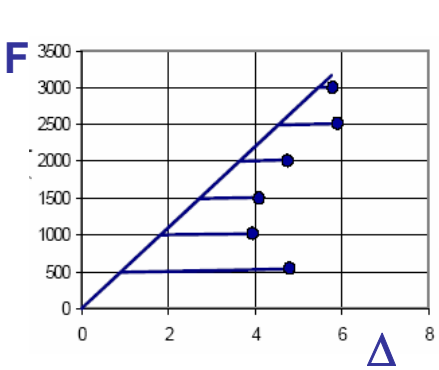


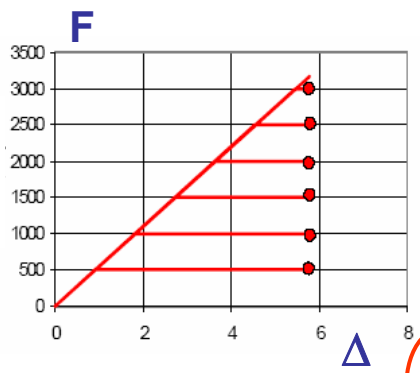
$$\mu_{strutt} = \frac{v_u}{v_E} = \frac{F_{\max}^{el}}{F_{\max}^{elastopl}} = q$$

Principio di ugual spostamento

Lo spostamento massimo di un sistema anelastico con assegnata rigidezza *K* e resistenza *Fy* assoggettato ad un particolare moto sismico è approssimativamente uguale al massimo spostamento che lo stesso sistema avrebbe se si comportasse in modo indefinitamente elastico

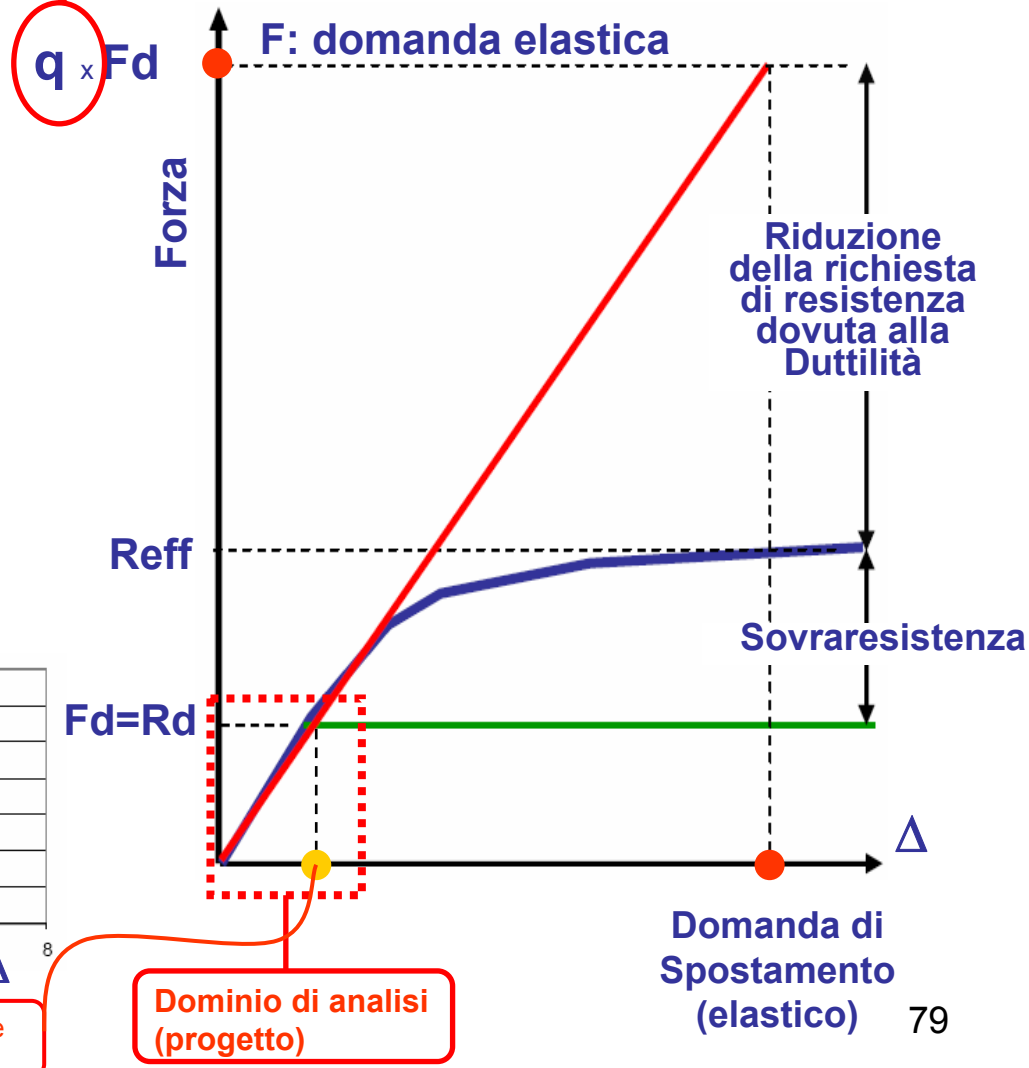
Quindi lo spostamento massimo del sistema è indipendente dalla resistenza allo snervamento dello stesso



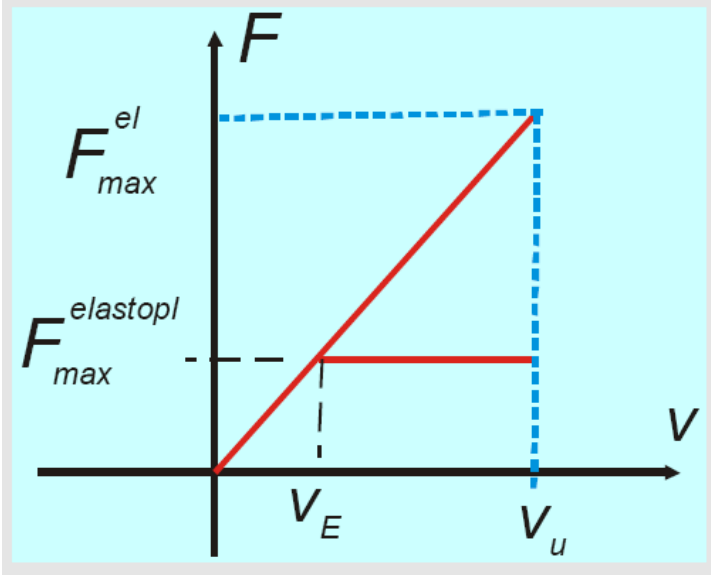


Gli spostamenti effettivi non sono quelli calcolati per le forze di progetto, ma vanno amplificati

Il **fattore di struttura** tiene conto della duttilità e della sovraresistenza di sistema e di materiale



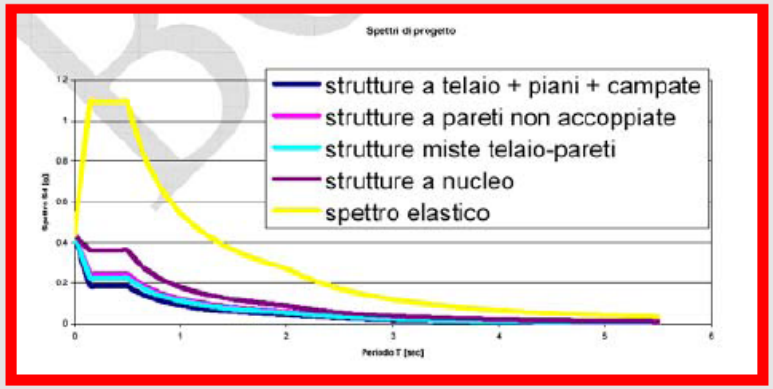
Progettazione per azioni sismiche



$$\mu_{strutt} = \frac{v_u}{v_E} = \frac{F_{\max}^{el}}{F_{\max}^{elastopl}} = q$$

La duttilità della struttura mi indica con quale valore della forza ridotta posso progettare i miei elementi

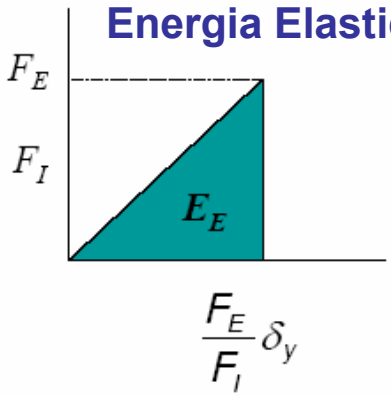
EQUIVARRA' A UTILIZZARE UNO SPETTRO DI PROGETTO RIDOTTO RISPETTO A QUELLO ELASTICO DI UN FATTORE *q*



Il principio di ugual spostamento non è applicabile per sistemi molto rigidi, cioè con basso periodo fondamentale;

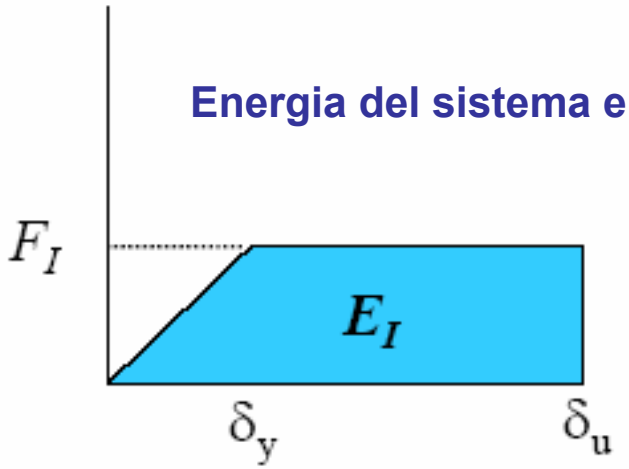
Risulta più appropriato utilizzare il principio di equivalenza dell'energia

Energia Elastica



$$E_E = 0.5F_E\frac{F_E}{F_I}\delta_y = 0.5\delta_y\frac{F_E^2}{F_I}$$

Energia del sistema elastoplastico



$$E_I = F_I\delta_u - 0.5F_I\delta_y = F_I\delta_y\left(\mu - 0.5\right)$$

$$\frac{F_E}{F_I} = \sqrt{2\mu - 1}$$

E' quindi necessario, e opportuno da un punto di vista economico, sfruttare le risorse della struttura al di là del limite elastico.

Possiamo pensare di uscire anche in misura rilevante dal campo elastico in quanto l'azione sismica è diversa dall'azione statica: l'uscita dal campo elastico non comporta necessariamente il collasso.

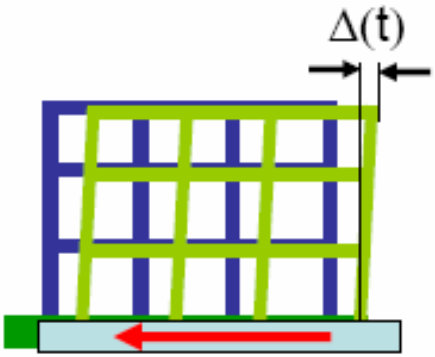
Una struttura soggetta ad una azione statica pari alla sua resistenza tende a manifestare uno spostamento illimitato che la porta al collasso.

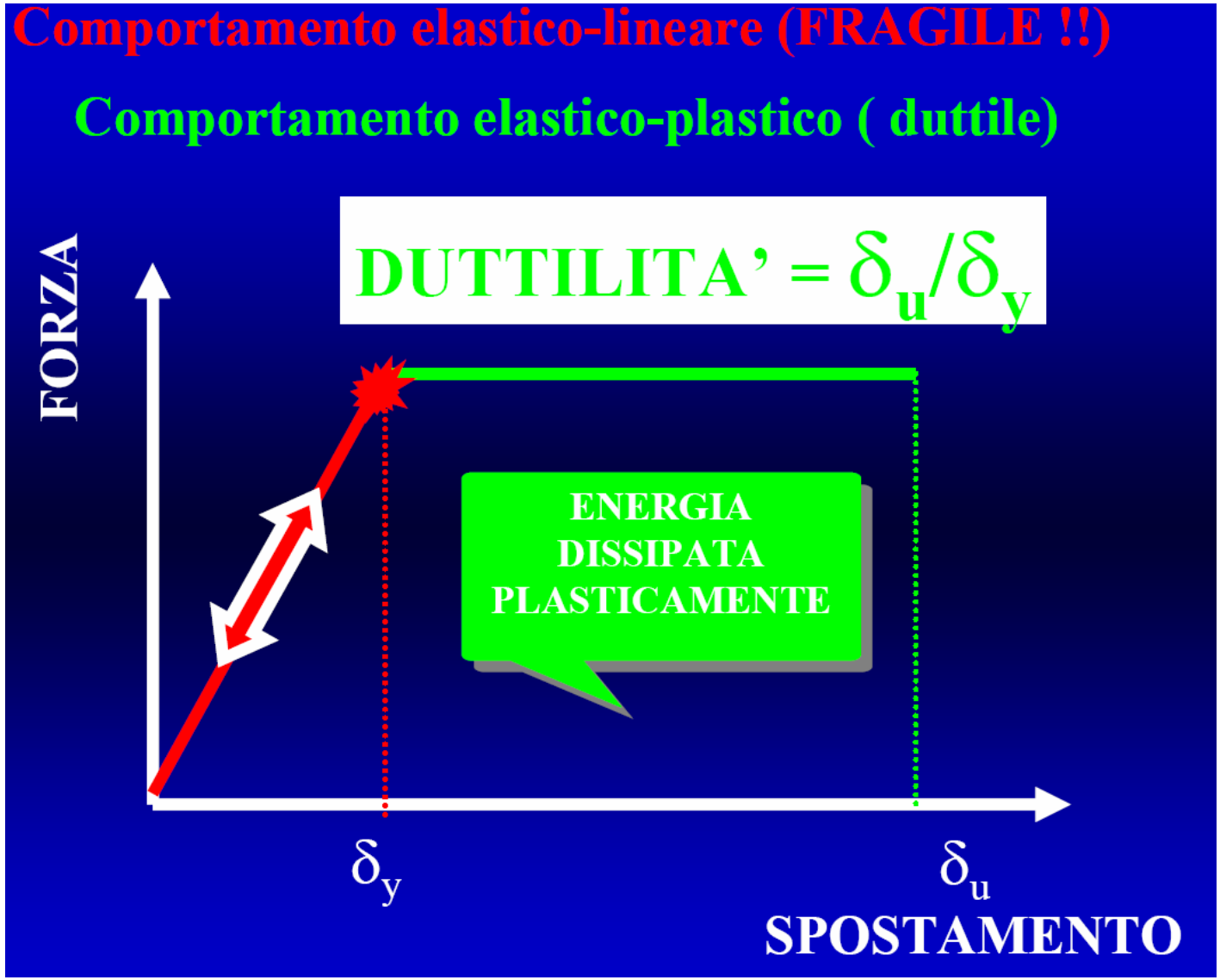
L'azione sismica dinamica, invece, comporta spostamenti di segno opposto nella struttura che non la conducono necessariamente al collasso.

Il terremoto impone delle deformazioni cicliche

Le forze interne (Momenti e tagli) si sviluppano come conseguenza delle deformazioni.

Il massimo valore delle forze interne non può superare il valore delle resistenze (la domanda è pari alla resistenza).





Tratta da Prof. E. Cosenza

Sono previste due classi di duttilità

Alta duttilità CDA

Bassa duttilità CDB

$$q = q_0 \cdot K_R$$

K_R = 0.8 per strutture non regolari in altezza

Tabella 7.4.I – *Valori di* q_0

(Viene penalizzata anche l'irregolarità in pianta)

Tipologia	q_0	
	CD"B"	CD"A"
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste	$3{,}0\alpha_u/\alpha_1$	$4{,}5\ \alpha_u/\alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate	3,0	$4{,}0\ \alpha_u/\alpha_1$
Strutture deformabili torsionalmente	2,0	3,0
Strutture a pendolo inverso	1,5	2,0

Perché non prevedere 3 classi di duttilità come fa EC8 ????

Cioè la classe delle strutture dotate di dettagli ordinari con modesta duttilità ????

Gerarchia delle resistenze (GR)

NOVITA' !!

Ne è sempre richiesta l'applicazione anche per duttilità bassa

L'escursione al di fuori del campo elastico viene "pilotata" in modo che il limite di resistenza venga raggiunto prima dagli elementi duttili e poi da quelli con minore duttilità o fragili.

Al limite gli elementi e i meccanismi di tipo fragile vanno evitati eseguendo il dimensionamento di questi elementi, non per le azioni derivanti dall'analisi, ma per le azioni massime che possono essere trasmesse dagli elementi duttili, cioè per le resistenze di questi; affinché la protezione risulti efficace va tenuto conto, quindi, dell'effettiva resistenza sviluppabile attraverso il fattore di sovraresistenza

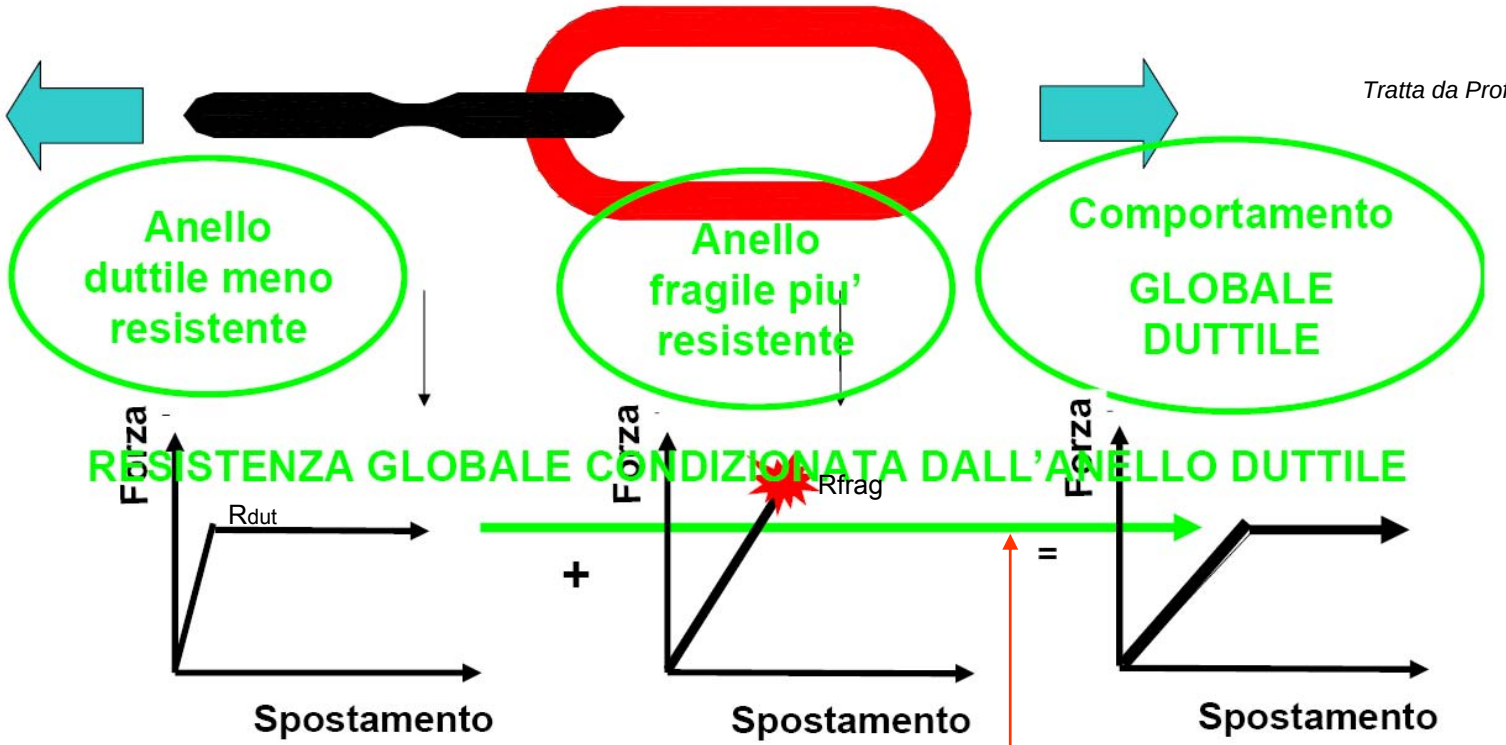
In questo modo gli elementi non duttili dovrebbero rimanere in campo elastico

GERARCHIA DELLE RESISTENZE

(sistemi o meccanismi che lavorano in serie)

Applicazione corretta

Tratta da Prof. E. Cosenza



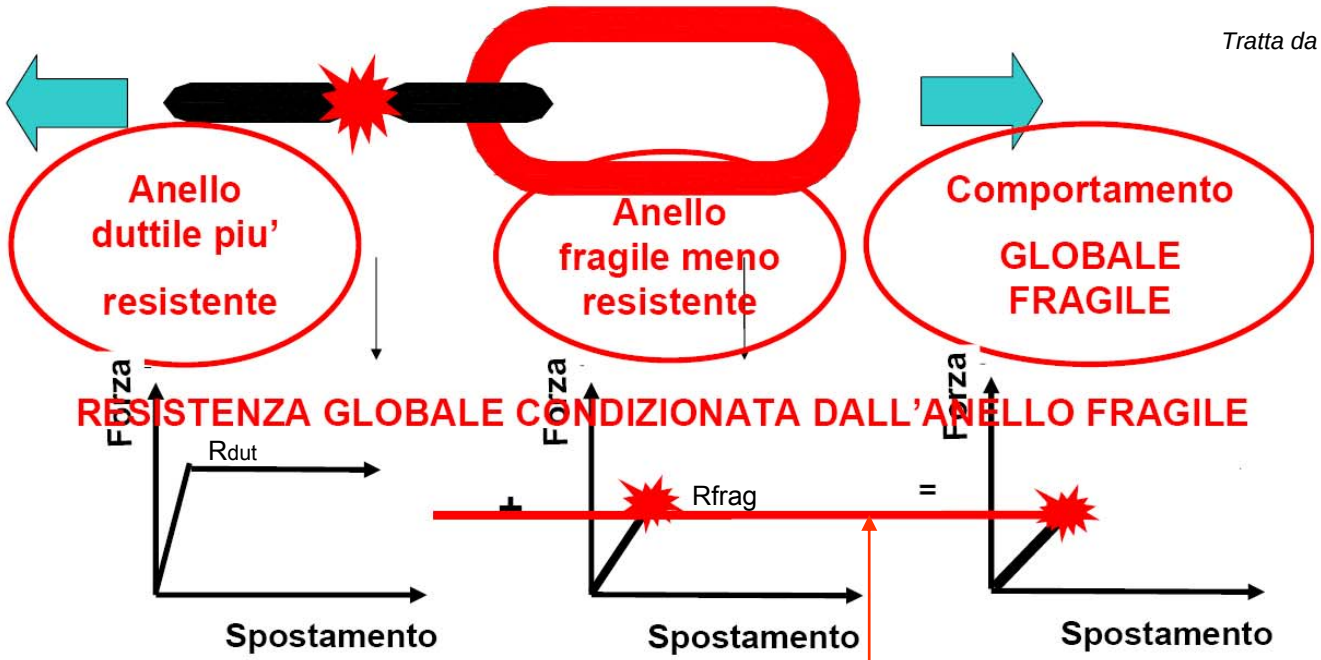
La forza non può crescere al di sopra di R_{dut}: pertanto l'anello fragile risulta protetto dalla rottura. Lo spostamento globale è determinato dalla capacità di spostamento dell'anello duttile

GERARCHIA DELLE RESISTENZE

(sistemi o meccanismi che lavorano in serie)

Applicazione errata

Tratta da Prof. E. Cosenza



La forza esterna può superare R_{frag}: pertanto l'anello fragile determina la resistenza del sistema. La capacità di spostamento disponibile del sistema è determinata dall'anello fragile

Gerarchia delle resistenze

A livello di elemento

Va evitata la rottura a Taglio, facendo precedere a questa la rottura per Flessione: GR Taglio-Flessione travi, pilastri e pareti

A livello di sistema resistente

Va evitata la formazione di cerniere plastiche nei pilastri (meno duttili) facendola precedere dalla formazione di cerniere delle travi: GR Pilastri-Travi

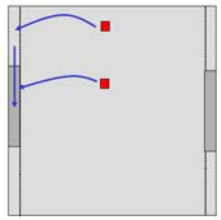
A livello di nodo

Va evitata la rottura a taglio dei nodi Trave-Pilastro GR Nodi

A livello di sistema strutturale

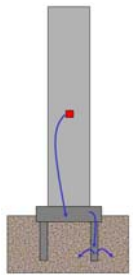
1,3Ed per CDA e CDB

Va evitata la rottura degli impalcati che riportano le forze sugli elementi verticali resistenti



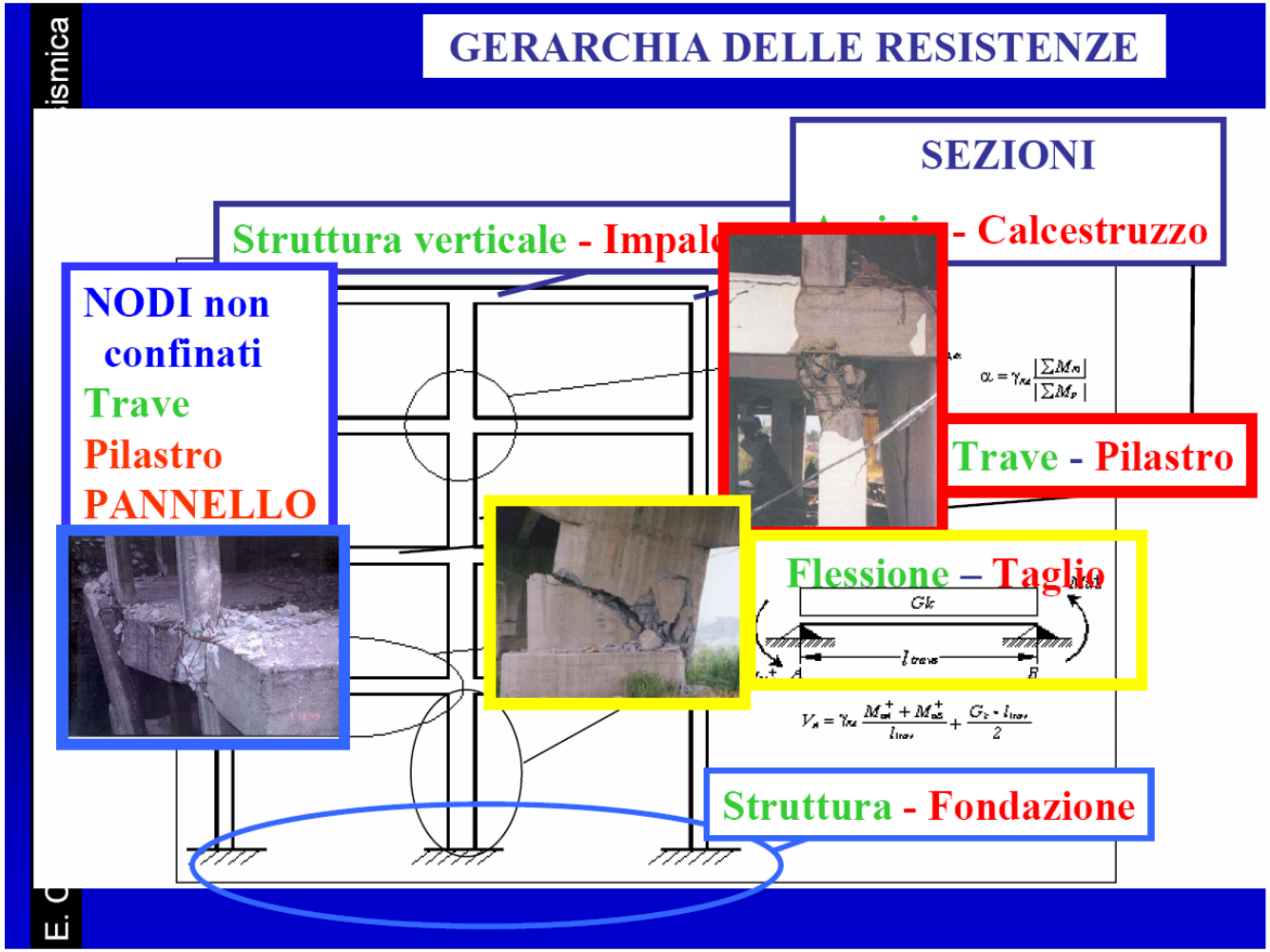
Va evitata la rottura dei sistemi di fondazione

1,1Ed CDB – 1,3Ed CDA e max per q=1

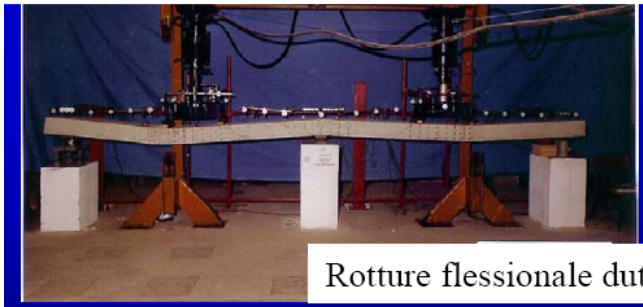


Per questi sistemi l'applicazione della GR non è rigorosa, cioè non si basa sulle resistenze degli elementi adiacenti, ma su un incremento delle forze ottenute dall'analisi

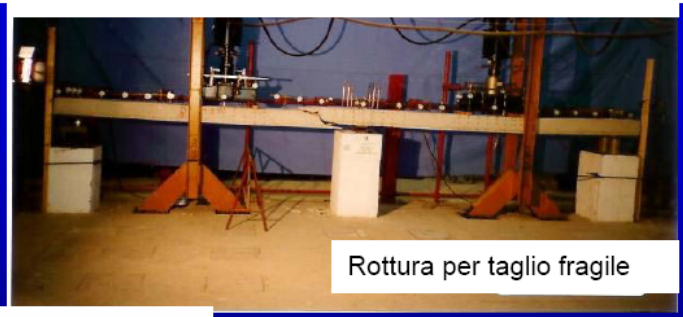
Gerarchia delle resistenze



Tratta da Prof. E. Cosenza



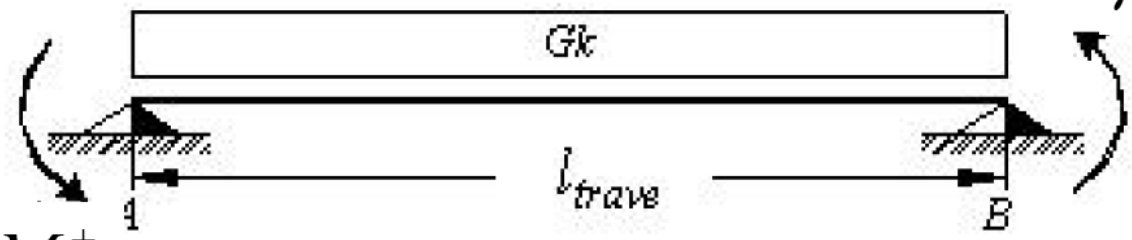
Rotture flessionale duttile



Rottura per taglio fragile

7.4.3.1 Travi

7.4.3.1.1 Sollecitazioni di calcolo



$\gamma_{Rd} M^{+}_{uB}$

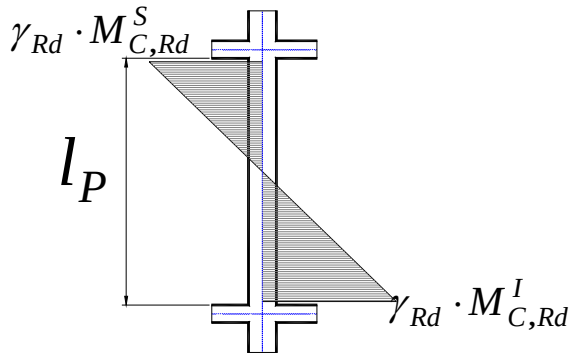
$\gamma_{Rd} M^{+}_{uA}$

$$V_A = \gamma_{Rd} \frac{M^{+}_{uA} + M^{+}_{uB}}{l_{trave}} + \frac{G_k \cdot l_{trave}}{2}$$

γ_{Rd} pari ad 1,20 per strutture in CD"A" e ad 1,00 per strutture in CD"B".

Tratta da Prof. E. Cosenza

Gerarchia delle resistenze Taglio – Flessione per travi e pilastri

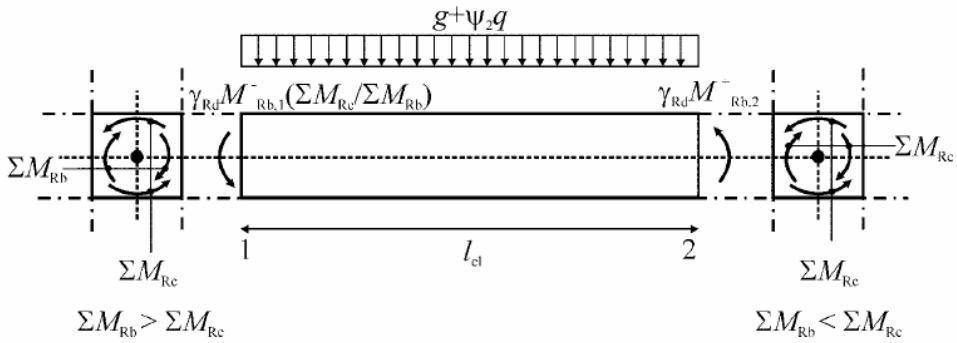


1,1 CDB 1,3 CDA

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M^{s}_{C,Rd} + M^{i}_{C,Rd}}{l_p}$$

GR Taglio - Flessione per Pilastri

Nota: per i pilastri sembra che il valore di cotθ sia libero sia in CDB che in CDA



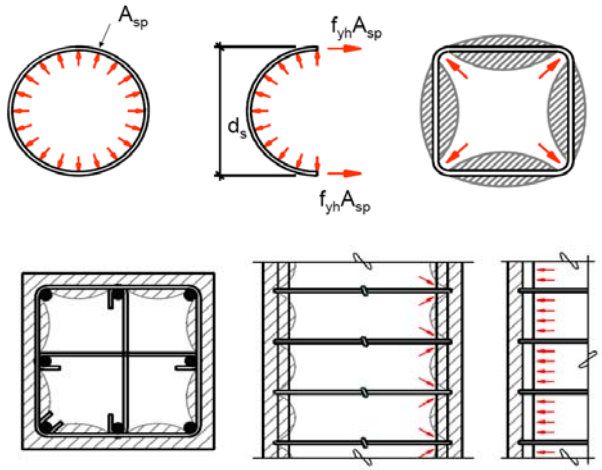
$$V_{Ed} = p_d \cdot l/2 + \gamma_{Rd}(M_{Rb,1} + M_{Rb,2})/l$$

1,0 CDB 1,2 CDA

GR Taglio - Flessione per Travi

Nota: per le Travi il valore di cotθ è libero in CDB e imposto = 1 in CDA

Armatura minima di confinamento per PILASTRI



Le staffe assolvono a diversi compiti:

- **resistenza** al Taglio (la rottura al taglio è una **rottura fragile** e quindi va evitata)
- **confinamento** del calcestruzzo (la duttilità di deformazione del cls aumenta con il contenimento esercitato dalle staffe e anche dai ferri verticali)
- *stabilizzazione* delle barre compresse (la duttilità della sezione aumenta all'aumentare dell'armatura longitudinale compressa che, però, deve essere bloccata contro l'instabilità

Armatura minima richiesta per il confinamento dei pilastri

Si devono disporre staffe in un quantitativo minimo non inferiore a

$$\frac{A_{st}}{s} \geq \begin{cases} 0,08\dfrac{f_{cd}\cdot b_{st}}{f_{yd}} & \text{per CD"A" al di fuori della zona critica e per CD "B"} \\ 0,12\dfrac{f_{cd}\cdot b_{st}}{f_{yd}} & \text{per CD "A"} \end{cases} \qquad (7.4.28)$$

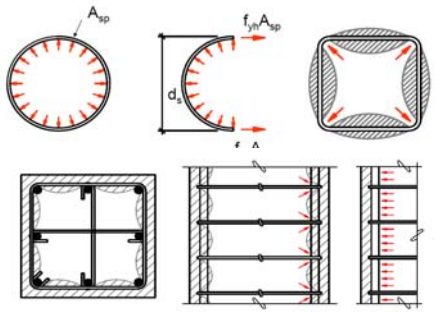
in cui A_{st} è l'area complessiva dei bracci delle staffe, b_{st} è la distanza tra i bracci più esterni delle staffe ed s è il passo delle staffe.

Sono stati sollevati problemi di interpretazione relativi alle formule 7.4.28

Problema 1: A_{st} rappresenta la somma delle sezioni di tutti i bracci delle staffe o solo di quelli nella direzione di confinamento, cioè nella direzione ortogonale a b_{st} **?**

Problema 2: Il quantitativo richiesto per la CD"B" va predisposto solo nella zona critica oppure ovunque, come sembra si possa dedurre da una interpretazione letterale **?**

Armatura minima di confinamento per PILASTRI



Armatura minima richiesta per il confinamento dei pilastri

Si devono disporre staffe in un quantitativo minimo non inferiore a

$$\frac{A_{st}}{s} \geq \begin{cases} 0{,}08\dfrac{f_{cd}\cdot b_{st}}{f_{yd}} & \text{per CD"A" al di fuori della zona critica e per CD "B"} \\ 0{,}12\dfrac{f_{cd}\cdot b_{st}}{f_{yd}} & \text{per CD "A"} \end{cases} \qquad (7.4.28)$$

in cui A_{st} è l'area complessiva dei bracci delle staffe, b_{st} è la distanza tra i bracci più esterni delle staffe ed s è il passo delle staffe.

Problema 1: A_{st} rappresenta la somma delle sezioni di tutti i bracci delle staffe o solo di quelli nella direzione di confinamento, cioè nella direzione ortogonale a b_{st} **?**

Esempio:

Calcestruzzo: $C25/30$ $\quad f_{cd} = 0.85 \cdot 25/1.5 = 14.17 MPa$

Acciaio: $B450C$ $\quad f_{yd} = 450/1.15 = 391.3 MPa$

Pilastro 40x40 cm: $\quad b_{st} = 40 - 3 - 3 = 34 cm$

$$\frac{A_{st}}{s} = 0.08 \cdot \frac{14.17}{391.3} \cdot 34 = 0.0985 cmq/cm$$

$$\frac{A_{st}}{s} = 9.85 cmq/m$$

Se considero staffe ϕ8 a 3 braccia, considerando solo 3 braccia e non 6 occorrono in pratica staffe ϕ8/15 (3 braccia) pari a 6.66*3*0.5=9.99 cmq/m

Se utilizzassi ancora staffe ϕ8 a 3 braccia, considerando tutte le 6 braccia occorrerebbero ϕ8/30 (che non ha senso)

Se utilizzassi invece staffe ϕ6 a 3 braccia, considerando tutte le 6 braccia occorrerebbero staffe ϕ6/17

Personalmente, anche sulla base di esempi reperiti in letteratura e del fatto che se, al limite, concentrassi le staffe in una sola direzione, nell'altra non otterrei beneficio, ritengo che l'interpretazione corretta sia quella di considerare come A_{st} l'area dei soli bracci delle staffe ortogonali alla b_{st} che si considera, eseguendo il controllo nelle due direzioni.

Armatura minima di confinamento per PILASTRI

Problema 2: Il quantitativo richiesto per la CD"B" va predisposto solo nella zona critica oppure ovunque, come sembra si possa dedurre da una interpretazione letterale ?

7.4.6.2.2 Pilastri

.....

Armature trasversali

Nelle zone critiche devono essere rispettate le condizioni seguenti: le barre disposte sugli angoli della sezione devono essere contenute dalle staffe; almeno una barra ogni due, di quelle disposte sui lati, deve essere trattenuta da staffe interne o da legature; le barre non fissate devono trovarsi a meno di 15 cm e 20 cm da una barra fissata, rispettivamente per CD"A" e CD"B". — ***Capoverso 1***

Il diametro delle staffe di contenimento e legature deve essere non inferiore a 6 mm ed il loro passo deve essere non superiore alla più piccola delle quantità seguenti: — ***Capoverso 2***

- 1/3 e 1/2 del lato minore della sezione trasversale, rispettivamente per CD"A" e CD"B";
- 125 mm e 175 mm, rispettivamente per CD"A" e CD"B";
- 6 e 8 volte il diametro delle barre longitudinali che collegano, rispettivamente per CD"A" e CD"B".

Si devono disporre staffe in un quantitativo minimo non inferiore a — ***Capoverso 3***

$$\frac{A_{st}}{s} \geq \begin{cases} 0,08\dfrac{f_{cd}\cdot b_{st}}{f_{yd}} & \text{per CD"A" al di fuori della zona critica e per CD "B"} \\ 0,12\dfrac{f_{cd}\cdot b_{st}}{f_{yd}} & \text{per CD "A"} \end{cases} \qquad (7.4.28)$$

in cui A_{st} è l'area complessiva dei bracci delle staffe, b_{st} è la distanza tra i bracci più esterni delle staffe ed s è il passo delle staffe.

D.M. 14-01-2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni
Cap. 7 – Progettazione per azioni sismiche

GR a taglio per i pilastri e armatura minima di confinamento

Si è provato a verificare se con l'armatura minima di confinamento si può soddisfare automaticamente la GR Taglio – Flessione nei pilastri

Si devono disporre staffe in un quantitativo minimo non inferiore a

$$\frac{A_{st}}{s} \geq \begin{cases} 0,08\dfrac{f_{cd}\cdot b_{st}}{f_{yd}} & \text{per CD"A" al di fuori della zona critica e per CD "B"} \\ 0,12\dfrac{f_{cd}\cdot b_{st}}{f_{yd}} & \text{per CD "A"} \end{cases} \qquad (7.4.28)$$

in cui A_{st} è l'area complessiva dei bracci delle staffe, b_{st} è la distanza tra i bracci più esterni delle staffe ed s è il passo delle staffe.

Armatura minima richiesta per il confinamento dei pilastri

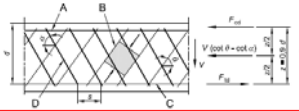
Si può pensare di calcolare il massimo taglio assorbibile da un pilastro armato con l'armatura minima data dalle (7.4.28)

1) Elementi che non richiedono armatura al taglio (**EC2**)

$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c}\, k\, (100\, \rho_l\, f_{ck})^{1/3} + k_1\, \sigma_{cp}]\, b_w\, d$

$V_{Rd} = \{0,18\cdot k\cdot(100\cdot\rho_l\cdot f_{ck})^{1/3}/\gamma_c + 0,15\cdot\sigma_{cp}\}\cdot b_w\cdot d$

2) Elementi che richiedono armatura al taglio: traliccio ad inclinazione variabile



$V_{Rd,s} = (A_{sw}/s)\cdot z\cdot f_{ywd}\,\cot\theta$

$V_{Rsd} = 0,9\cdot d\cdot\frac{A_{sw}}{s}\cdot f_{yd}\cdot(\mathrm{ctg}\alpha+\mathrm{ctg}\theta)\cdot\sin\alpha$

3) Verifica bielle compresse (**EC2**) $\nu = 0,7\left(1-\frac{f_{ck}}{250}\right)$ (NAD)

$V_{Rd,max} = \alpha_{cw}\, b_w\, z\, \nu_1\, f_{cd}\,(\cot\theta + \tan\theta)$

$V_{Rcd} = 0,9\cdot d\cdot b_w\cdot\alpha_c\cdot f'_{cd}\cdot(\mathrm{ctg}\alpha+\mathrm{ctg}\theta)/(1+\mathrm{ctg}^2\theta)$

$(f'_{cd} = 0,5\cdot f_{cd})$

Considerando l'armatura minima a staffe prevista per CDB in (7.4.28) e cotθ=2.5 si può calcolare il massimo taglio sviluppabile e di conseguenza il massimo momento sviluppabile per rispettare la GR, tenendo conto anche del coefficiente di sovraresistenza.

$$V_{Rd,s} = 0.08\cdot\frac{f_{cd}\cdot b_{st}}{f_{yd}}\cdot(0.9\cdot d)\cdot f_{yd}\cdot 2.5$$

$$V_{Rd,s} = 0.08\cdot f_{cd}\cdot b_{st}\cdot(0.9\cdot d)\cdot 2.5 = 0.18\cdot(f_{cd}\cdot b_{st}\cdot d) \qquad b_{st}\cong 0.86\cdot b$$

$$V_{Rd,s} = 0.18\cdot(f_{cd}\cdot 0.86\cdot b\cdot d) = 0.154\cdot b\cdot d\cdot f_{cd}$$

$$V^{GR} \approx \gamma_{Rd}\,\frac{2\cdot M_{C,Rd}}{L} \longrightarrow M_{C,Rd} \approx V^{GR}\cdot\frac{L}{2}\cdot\frac{1}{\gamma_{Rd}}$$

1,1 CDB

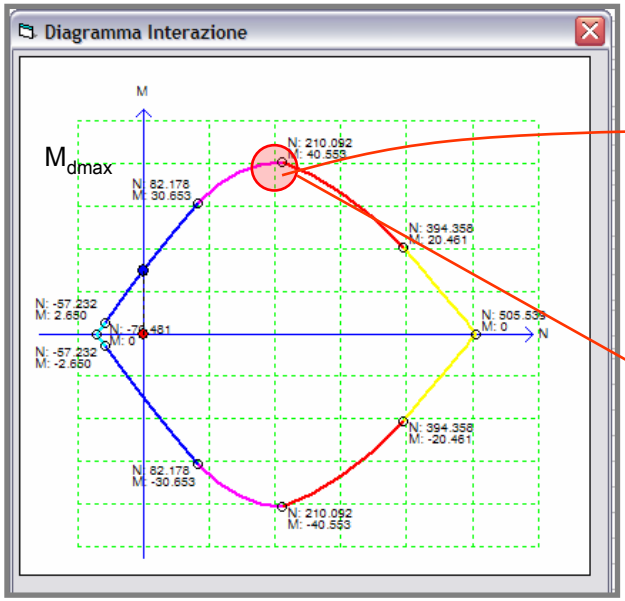
$$\frac{M_{d,VGR}}{b\cdot d^2\cdot f_{cd}} = 0.07036\cdot\frac{L}{d}$$

Per CDB

1,1 CDB | 1,3 CDA

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd}\cdot\frac{M^{s}_{C,Rd} + M^{i}_{C,Rd}}{l_p}$$

GR a taglio per i pilastri e armatura minima di confinamento



Valutazione del valore del massimo momento in pilastri con armatura simmetrica e concentrata alle estremità

A favore della sicurezza si può calcolare il massimo momento sviluppabile dal pilastro nella condizione di rottura bilanciata

Per pilastri a sezione rettangolare e armatura simmetrica si può dimostrare che:

$$\frac{M_{d\,MAX}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.1576 + 0.86 \cdot \rho_s \cdot \left(\frac{f_{yd}}{f_{cd}}\right)$$

$$\frac{N_d}{b \cdot d \cdot f_{cd}} = -0.5247$$

$$\rho_s \approx 0.57 \cdot \omega \qquad 1\% \le \omega \le 4\%$$

GR a taglio per i pilastri e armatura minima di confinamento

$$\frac{M_{d\,MAX}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.1576 + 0.86 \cdot \rho_s \cdot \left(\frac{f_{yd}}{f_{cd}}\right)$$

$$\rho_s \approx 0.57 \cdot \omega \qquad 1\% \le \omega \le 4\%$$

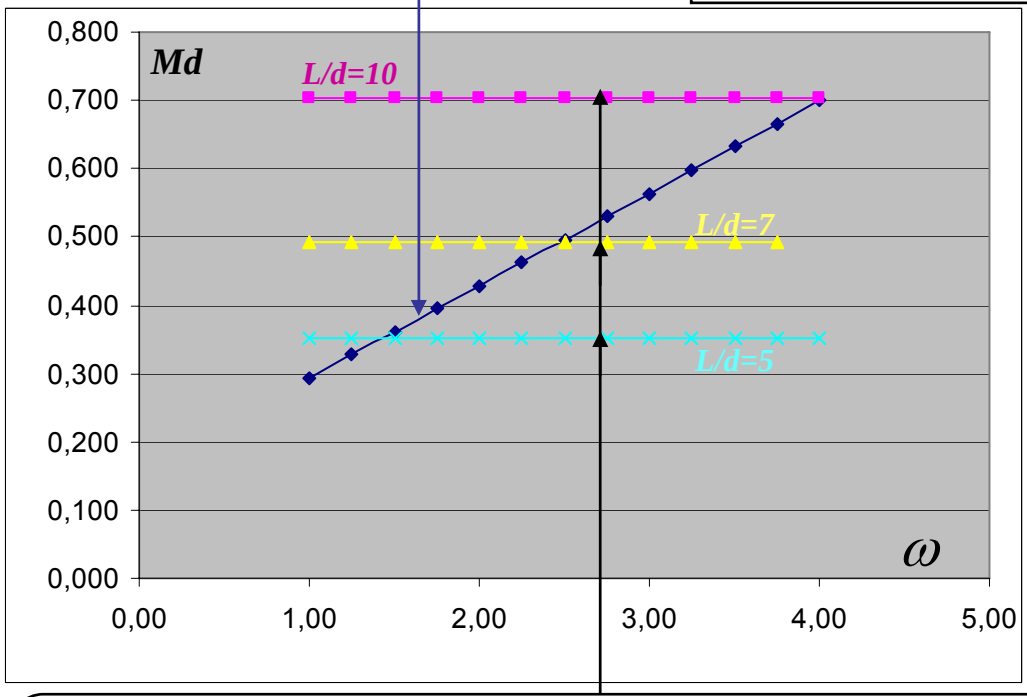
Momento massimo sviluppabile in base all'armatura longitudinale

Esempio: pilastro 50x50 - L=315 cm L/d = 315/45 = 7

Dal diagramma si vede che se la percentuale di armatura ω è minore del 2.5% circa la GR Taglio/Flessione è automaticamente verificata anche con l'armatura minima di confinamento

Esempio: pilastro 30x30 - L=285 cm L/d = 285/25 = 11.4

Dal diagramma si vede che la GR Taglio/Flessione è automaticamente verificata anche con la max percentuale ω del 4%



Esempio con:

Calcestruzzo C25/30

Acciaio B450C

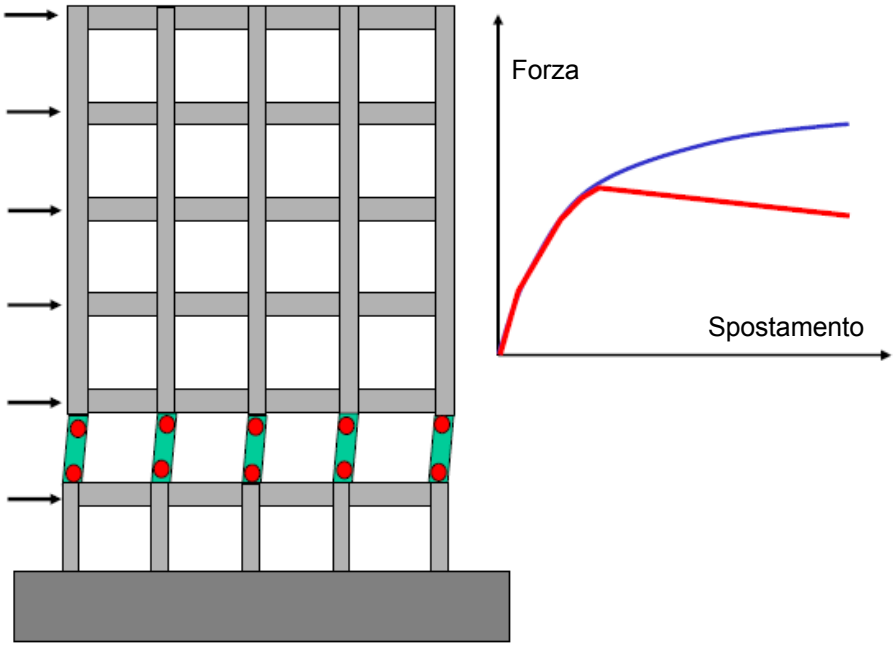
Nota: se si aumenta l'armatura trasversale al di sopra del valore minimo occorre verificare anche la resistenza delle bielle compresse

$$\frac{M_{d,VGR}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.07036 \cdot \frac{L}{d}$$

Per CDB

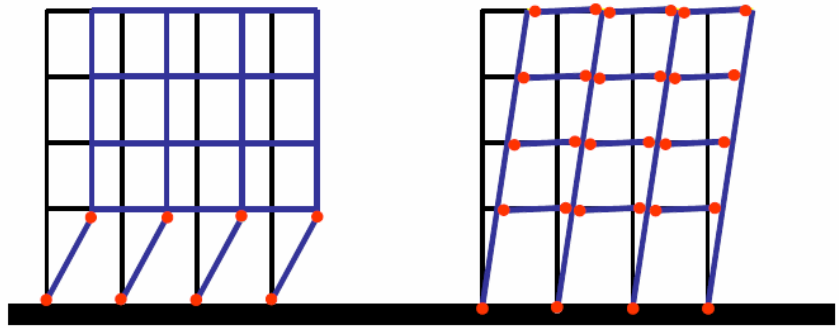
Momento massimo sviluppabile in base all'armatura MINIMA trasversale nel rispetto della GR (cotθ=2.5)

Gerarchia delle resistenze



Vanno evitati meccanismi indesiderati

TRAVI DEBOLI – PILASTRI FORTI

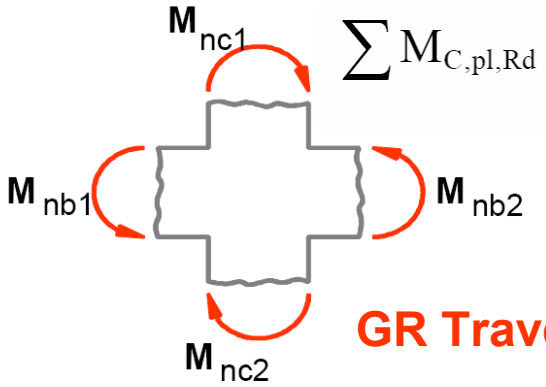


NO
Meccanismo
di piano

SI
Meccanismo
globale

1,1 CDB 1,3 CDA

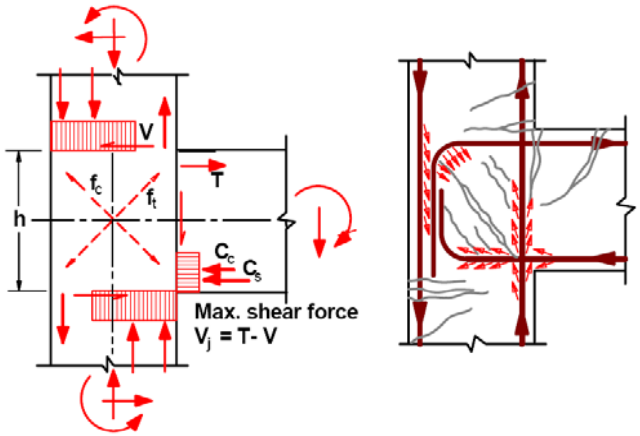
$$\sum M_{C,pl,Rd} \geq \gamma_{Rd} \cdot \sum M_{b,pl,Rd}$$

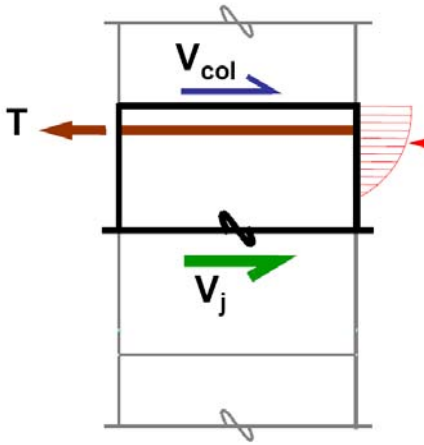


GR Trave-Pilastro

Gerarchia delle resistenze

NODI

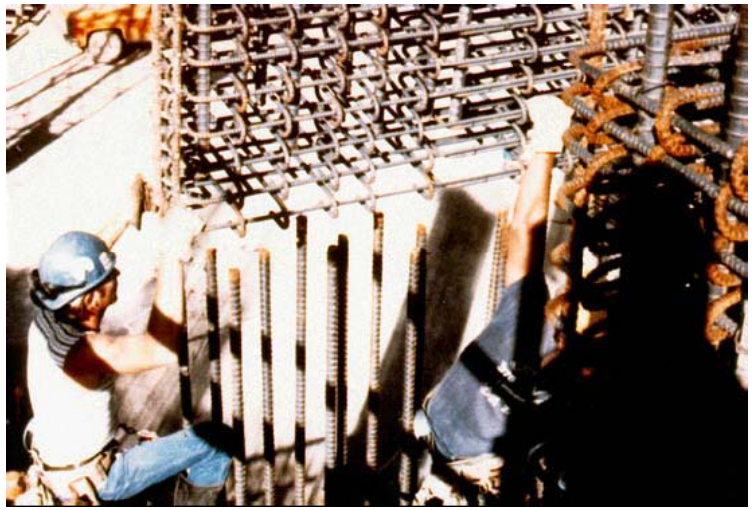




$V_j = \gamma_{Rd}(T+C) - V_{col}$

$T = A_{sup} f_{yd}$

$C = A_{inf} f_{yd}$



Gerarchia delle resistenze

Progettazione elementi secondari

Strutture (o parti di struttura) con bassa duttilità o fragili e loro protezione

GR Pilastro-Trave con telai il cui dimensionamento è governato dai carichi verticali

Si può verificare:

In zone a bassa sismicità

Con strutture in cui i telai assorbono un'aliquota modesta delle forze orizzontali

Con strutture con campate di trave ampie

Con strutture con carichi variabili elevati e campate ampie

……

Quando le sollecitazioni (M e T) predominanti nelle travi di telai sono dovute ai carichi verticali l'applicazione della GR comporta dimensionamenti per i pilastri eccessivamente conservativi.
E' il caso:

- dei telai che assorbono interamente l'azione sismica in casi di bassa sismicità (a_g = 5-10%)
- dei telai in cui sono elevati i carichi variabili o sono presenti travi con campate lunghe
- dei telai che, in sistemi misti telaio–pareti, assorbono una quota ridotta dell'azione sismica (15-50%), magari in zone a bassa o media sismicità.

In questi casi è facile mostrare che i momenti che condizionano il dimensionamento dei pilastri ai nodi secondo la GR possono dipendere, non tanto dall'azione sismica, ma piuttosto dai momenti resistenti ai nodi delle travi derivanti dall'azione dei carichi verticali.
Molto spesso, inoltre, in corrispondenza ai nodi, l'armatura a momento positivo delle travi viene mantenuta pari a quella determinata per il massimo momento in campata (o eventualmente leggermente ridotta) che dipende esclusivamente dall'azione dei carichi verticali.
Ne deriva che la somma dei momenti resistenti al nodo delle travi ricavata con la combinazione non sismica risulta determinante per il dimensionamento dei pilastri secondo la GR, anche se, almeno per i nodi interni, i momenti al nodo ricavati per le travi in condizione non sismica comportano un trasferimento di sollecitazione ai pilastri pressoché trascurabile.
Può accadere facilmente che i momenti di calcolo dei pilastri ricavati con la GR siano superiori a quelli che si ricaverebbero con un coefficiente di struttura pari a 1 (specie per strutture in classe di duttilità bassa o, in genere con basso fattore di struttura). ***VEDERE ANCHE ESEMPIO ALLEGATO***
Si potrebbe mitigare in maniera semplice la regola della GR (almeno per i pilastri interni e in zone a bassa sismicità, ad esempio con $a_g < 0.10–0.15g$) imponendo di considerare sui pilastri al massimo le sollecitazioni derivanti dal calcolo con q=1, come si fa con le strutture di fondazione.

GR Pilastro-Trave con telai il cui dimensionamento è governato dai carichi verticali

Peso proprio trave	=	200 Kg/m	
Peso proprio solaio	=	300 Kg/mq	
Sovr. Permanente	=	300 Kg/mq	
Sovr. Variabile	=	200 Kg/mq	ψ2 = 0.3
Peso proprio tamponamenti	=	1000 Kg/m	

Telaio interno – Condizione carichi verticali senza sisma

pd = 1.3(200+5x300)+1.5x(5x300)+1.5x(5x200) = 5960 Kg/m

Md ≈ 5960x6^2/12 = 17880 Kgm = 17.88 tm

Telaio interno – Condizione carichi verticali con sisma

pd = (200+5x300)+(5x300)+(5x200x0.3) = 3500 Kg/m

Md ≈ 3500x6^2/12 = 10500 Kgm (solo per carichi verticali)

Massa totale di un impalcato

W ≈ (3500x6x3x2+1000x56) /1000 = 182 t

Zona sismica: Mantova

ag = 0.089 g Fo = 2.56 S=1.2

Coefficiente di struttura q = 3x1.3 = 3.9

Con il periodo che comporta il max effetto

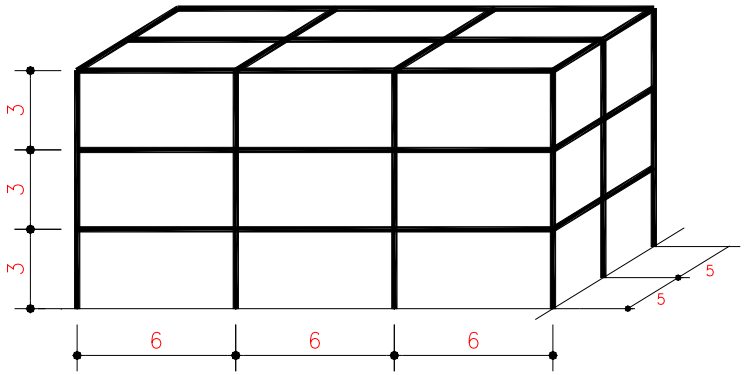
Tbase ≈ 182x3x(1.2x0.089x2.56)x0.85 / 3.9 x 1.1 ≈ 36 t

Su ciascun pilastro:

Ti ≈ 36 /12 = 3 t

M_Ei ≈ 3x1.5 = 4.5 tm (questo momento sui pilastri interni viene modificato in misura poco significativa dai carichi verticali)

ESEMPIO

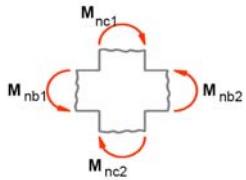


Dovendo considerare la GR su ciascun pilastro interno devo considerare (CDB)

M_{GR} ≈ 1.1 x 17.88 x 2 / 2 ≈ 20 tm

γ_{Rd} — Momento resistente negativo circa uguale al positivo

Due pilastri concorrenti nel nodo



1,1 CDB 1,3 CDA

$$\sum M_{C,pl,Rd} \geq \gamma_{Rd} \cdot \sum M_{b,pl,Rd}$$

Anche considerando un coefficiente di struttura q=1 (resistenza in campo elastico) otterrei al massimo:

M_Ei = 3.9 x 4.5 ≈ 17.6 tm < 20 tm

Se fossero presenti elementi di controvento tali, ad esempio, da sopportare il 50% delle Forze orizzontali, il momento calcolato con q=1 sarebbe circa la metà di quello richiesto dalla Gerarchia delle Resistenze

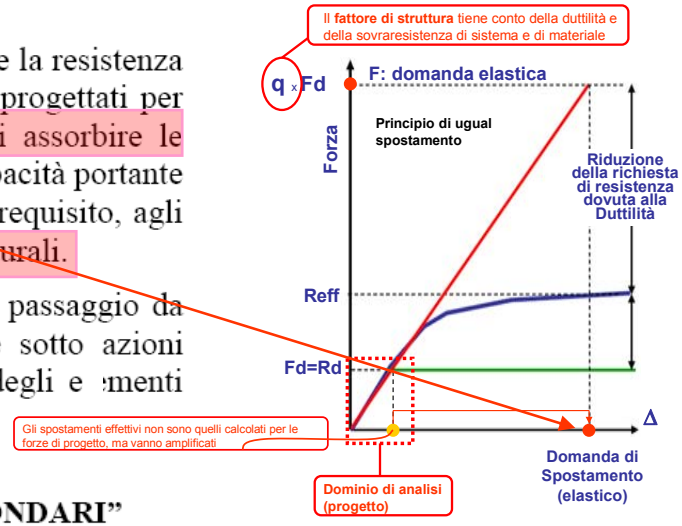
D.M. 14-01-2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni
Cap. 7 – Progettazione per azioni sismiche

Protezione degli elementi "secondari" (cioè degli elementi non progettati per resistere alle azioni sismiche)

7.2.3 CRITERI DI PROGETTAZIONE DI ELEMENTI STRUTTURALI "SECONDARI" ED ELEMENTI NON STRUTTURALI

Alcuni elementi strutturali possono venire considerati "secondari". Sia la rigidezza che la resistenza di tali elementi vengono ignorate nell'analisi della risposta e tali elementi vengono progettati per resistere ai soli carichi verticali. Tali elementi tuttavia devono essere in grado di assorbire le deformazioni della struttura soggetta all'azione sismica di progetto, mantenendo la capacità portante nei confronti dei carichi verticali; pertanto, limitatamente al soddisfacimento di tale requisito, agli elementi "secondari" si applicano i particolari costruttivi definiti per gli elementi strutturali.

In nessun caso la scelta degli elementi da considerare secondari può determinare il passaggio da struttura "irregolare" a struttura "regolare", né il contributo alla rigidezza totale sotto azioni orizzontali degli elementi secondari può superare il 15% della analoga rigidezza degli e menti principali.



C7.2.3 CRITERI DI PROGETTAZIONE DI ELEMENTI STRUTTURALI "SECONDARI" ED ELEMENTI NON STRUTTURALI

Gli elementi strutturali secondari devono essere in grado di mantenere la loro portanza nei confronti dei carichi verticali nella configurazione deformata più sfavorevole tenendo conto, quando necessario, delle non linearità geometriche, nei modi specificati nel §7.3. I particolari costruttivi che si applicano agli elementi strutturali secondari sono quelli prescritti al cap. 4 solo per gli elementi che non subiscono plasticizzazioni sotto le azioni di progetto allo SLU. In caso contrario valgono le prescrizioni del cap. 7.

Sembrerebbe più corretto applicare il criterio di protezione in termini di massimo spostamento/resistenza richiesti agli elementi secondari (come fa EC8), piuttosto che in termini di dettagli costruttivi per la duttilità come fanno le NTC2008 al punto 7.2.3

EN1998 – Eurocodice 8

5.7 Design and detailing of secondary seismic elements

(1)P Clause **5.7** applies to elements designated as secondary seismic elements, which are subjected to significant deformations in the seismic design situation (e.g. slab ribs are not subject to the requirements of **5.7**). Such elements shall be designed and detailed to maintain their capacity to support the gravity loads present in the seismic design situation, when subjected to the maximum deformations under the seismic design situation.

(2)P Maximum deformations due to the seismic design situation shall be calculated in accordance with **4.3.4** and shall account for P-Δ effects in accordance with **4.4.2.2(2)** and **(3)**. They shall be calculated from an analysis of the structure in the seismic design situation, in which the contribution of secondary seismic elements to lateral stiffness is neglected and primary seismic elements are modelled with their cracked flexural and shear stiffness.

(3) Secondary seismic elements are deemed to satisfy the requirements of **(1)**P of this subclause if bending moments and shear forces calculated for them on the basis of: a) the deformations of **(2)**P of this subclause; and b) their cracked flexural and shear stiffness, do not exceed their design flexural and shear resistance M_{Rd} and V_{Rd}, respectively, as these are determined on the basis of EN 1992-1-1:2004.

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Mantova

Grazie dell'attenzione

Mantova, lì 30-06-2009

Dott. Ing. Antonio Sproccati

FINE