

Ordini degli Ingegneri della Provincia di Teramo

Corso sulla Normativa Sismica di cui all'Ordinanza 3274/2003

23 - 24 Febbraio 2007

Elementi di progettazione geotecnica alla luce delle attuali normative

(parte II)



Prof. ing. Armando Lucio Simonelli

Dipartimento di Ingegneria – Università del Sannio (BN)

PROGRAMMA DELLA LEZIONE (8 h)

0. EC7 → EC8 → OPCM 3274

~ 30'

1. AZIONE SISMICA ED EFFETTO LOCALE

~ 1 ora

SoA - Caratterizzazione dinamica dei terreni in sito

~ 1.5 ore

2. STABILITA' DEL SITO

~ 1 ora

3. FONDAZIONI

~ 1.5 ore

4. OPERE DI SOSTEGNO

~ 1.5 ore

CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

~ 30'

Totale = ???

(mini) Corso di 8 ore

***dedicate agli aspetti geotecnici nella progettazione antisismica
secondo le più recenti normative (EC8 ed OPCM 3274)***

➤ **Azione sismica ed effetti di sito**

***§ 3.1 e 3.2 delle Norme Tecniche per il Progetto, la Valutazione e
l'Adeguamento Sismico Degli Edifici (OPCM3274 - All. 2)***

➤ **“Stabilità del sito” (liquefazione e pendii)**

***§ 2 delle Norme Tecniche per il Progetto Sismico di Opere di
Fondazione e di Sostegno dei Terreni (OPCM 3274 - All. 4)***

➤ **Fondazioni superficiali e profonde**

***§ 3 delle Norme Tecniche per il Progetto Sismico di Opere di
Fondazione e di Sostegno Dei Terreni (OPCM 3274 - All. 4)***

➤ **Opere di sostegno**

***§ 4 delle Norme Tecniche per il Progetto Sismico di Opere di
Fondazione e di Sostegno dei Terreni (OPCM 3274 - All. 4)***

(mini) Corso di 8 ore
dedicate agli aspetti geotecnici nella progettazione antisismica
secondo le più recenti normative (EC8 ed OPCM 3274)

Riassunto
della puntata precedente

Premessa

CENNI SULLE RECENTI NORMATIVE “GEOTECNICHE” IN ITALIA

D.M. 11 Marzo 1988 in campo statico

D.M. 16 Gennaio 1996 in campo sismico

Sisma del Molise (31/10/2002)

Riclassificazione sismica del territorio nazionale

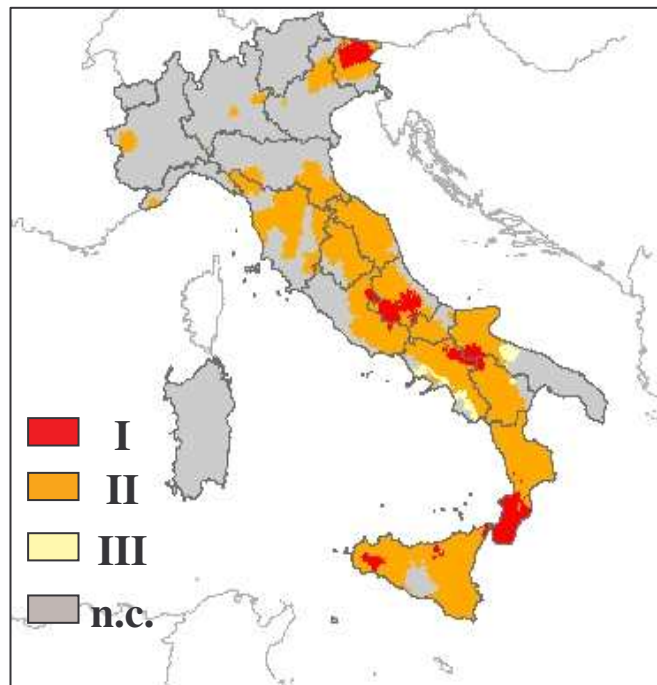
ed infine

OPCM 3274 del 20/03/03

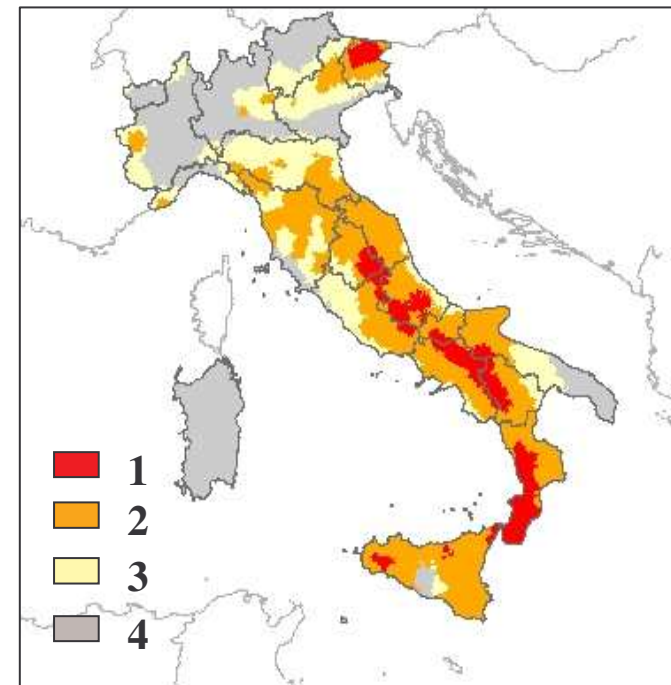
..... e successive !

Classificazione sismica del territorio nazionale

Prima



Adesso

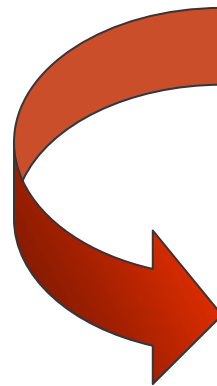


Motivazioni dei Corsi di aggiornamento *(Ordini Ingegneri, e da poco anche Ordini Architetti e Ordini Geologi)*

L'OPCM 3274 introduce molti aspetti innovativi rispetto alla norma precedente.....

..... turbamento nei progettisti !!!!!

**Non è motivo di turbamento per gli addetti ai lavori
in quanto l'OPCM 3274 si inserisce
in un contesto ben più ampio di respiro europeo**



EUROCODICI

CENNI SULLA NORMATIVA EUROPEA IN FIERI

EN 1990	<i>Eurocodice : Basis of structural design</i>
EN 1991	<i>Eurocodice 1: Actions on structures</i>
EN 1992	<i>Eurocodice 2: Design of concrete structures</i>
EN 1993	<i>Eurocodice 3: Design of steel structures</i>
EN 1994	<i>Eurocodice 4: Design of composite steel and concrete structures</i>
EN 1995	<i>Eurocodice 5: Design of timber structures</i>
EN 1996	<i>Eurocodice 6: Design of masonry structures</i>
EN 1997	<i>Eurocodice 7: Geotechnical design</i>
EN 1998	<i>Eurocodice 8: Design of structures for earthquake resistance</i>
EN 1999	<i>Eurocodice 9: Design of aluminium structures</i>

BACKGROUND della OPCM 3274

L'OPCM 3274, rappresenta un primo tentativo di allineamento della normativa italiana con quella europea, in quanto si ispira completamente all' Eurocodice 8

L'allegato 2 (*azione sismica ed effetti di sito*) riprende la parte 1 dell'EUROCODICE 8 (prEN 1998-1)

L'allegato 4 (*fondazioni e opere di sostegno*) riprende la parte 5 dell'EUROCODICE 8 (prEN 1998-5)

Purtroppo, per la parte geotecnica, questa operazione di travaso della norma da EC8 a OPCM 3274 non è riuscita molto bene (eufemismo !):

- *errori di traduzione*
- *variazioni od omissioni*
- *manca l'EC7 !!!*

BACKGROUND della OPCM 3274

L'EC8 ritiene implicito tutto quanto definito nell'EC7

In particolare:

approcci di progetto ai coefficienti di sicurezza parziali

(design approach DA)

indispensabili per la corretta applicazione dell'OPCM

Nell'OPCM 3274 non sono stati definiti né i *DA* né i coefficienti di sicurezza parziali

In tale sede, è necessario colmare questa lacuna, richiamando i concetti basilari di progettazione (EC7)

LA PROGETTAZIONE GEOTECNICA SECONDO L'EUROCODICE 7

Verifiche allo stato limite ultimo (ULS)

Per ogni ULS si deve verificare, sulla base dei diversi *DA*,
che *l'Effetto delle azioni di progetto* (E_d) sia non superiore
alle *Resistenze di progetto* (R_d):

$$E_d \leq R_d$$

$$E_d = \gamma_E E \left\{ \gamma_F F_{rep}; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right\}$$

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left\{ \gamma_F F_{rep}; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right\}$$

1. AZIONI SISMICHE ed EFFETTI LOCALI

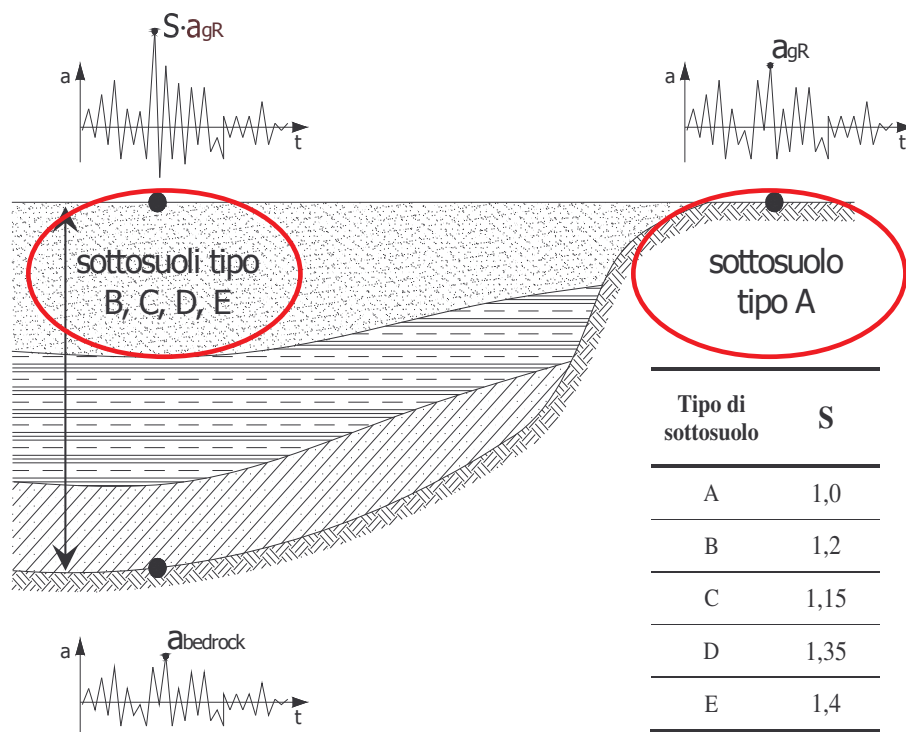
- ✓ osservazione del fenomeno “dall’alto” o “a posteriori”:
 - Intensità dei terremoti
 - categorie sismiche
- ✓ osservazione del fenomeno “dal basso” o “a priori”
(Simonelli, 2004):
 - accelerazione di picco in superficie su sottosuolo rigido
 - zonazione sismica

✓ effetto “locale”:

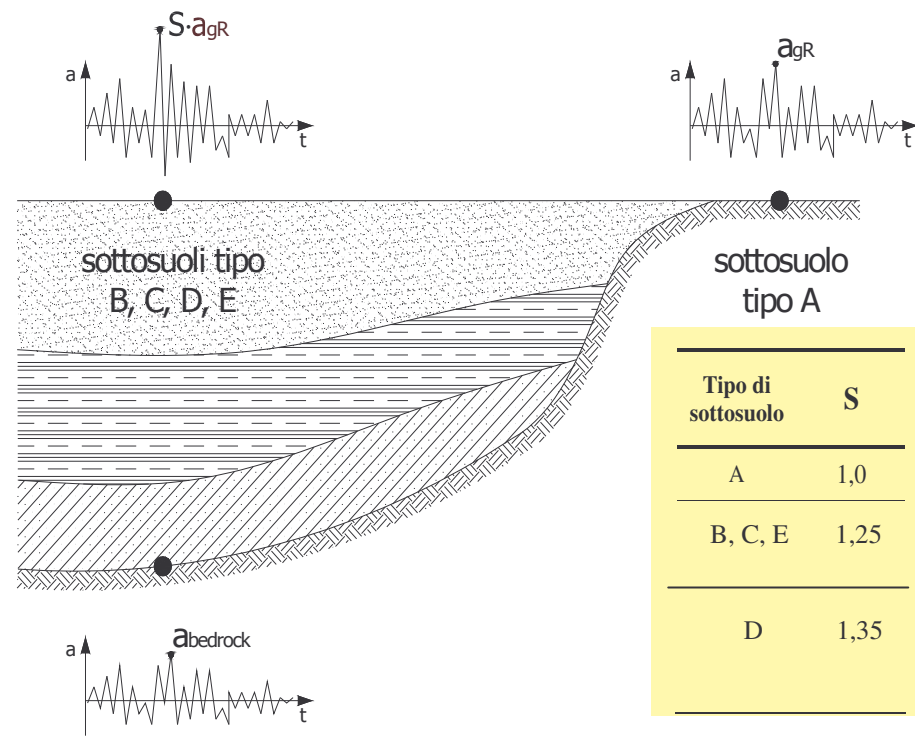
classi di sottosuolo di diversa rigidezza, in funzione delle proprietà dei terreni

ACCELERAZIONI AL BEDROCK ED IN SUPERFICIE

EC8-1



OPCM 3274



(Simonelli, 2004)

CLASSI DI SOTTOSUOLO

OPCM 3274

$$v_{s,30} = 30 / \sum_{i=1,N} (h_i/v_i)$$



**velocità equivalente
e non media
delle onde di taglio
nei primi 30 m di
sottosuolo**

(Simonelli, 2004)

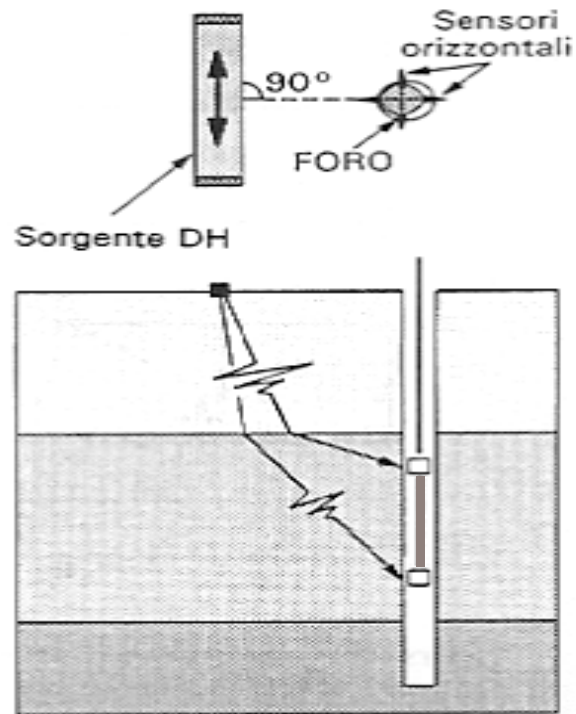
	Descrizione del profilo stratigrafico	Parametri		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (colpi/30cm)	c_u (kPa)
A	Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi caratterizzati da valori di $v_{s,30}$ superiori a 800m/s comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 5 m	> 800	-	-
B	Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti con spessori di diverse decine di metri caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $v_{s,30}$ compresi tra 360 e 800 m/s ovvero resistenza penetrometrica $N_{SPT} > 50$ e $c_u > 250$ kPa	360 – 800	> 50	> 250
C	Depositi di sabbie o ghiaie mediamente addensate o argille di media consistenza con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di $v_{s,30}$ compresi tra 180 e 360 m/s ($15 < N_{SPT} < 50$ e $70 < c_u < 250$ kPa)	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Depositi di terreni granulari sciolti a poco addensati oppure da coesivi da poco a mediamente consistenti, caratterizzati da valori $v_{s,30} < 180$ m/s ($N_{SPT} < 15$, $c_u < 70$ kPa)	< 180	< 15	< 70
E	Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali, con valori di $v_{s,30}$ simili a quelli dei tipi C o D e spessore tra 5 e 20 m giacenti su un substrato di materiale più rigido con $v_{s,30} > 800$ m/s			
S1	Depositi costituiti da, o che includono, uno strato spesso almeno 10 m di argille/limi di bassa consistenza, con elevato indice di plasticità ($PI > 40$) e contenuto d'acqua caratterizzati da $v_{s,30} < 100$ m/s e $10 < c_u < 20$ kPa	< 100	-	10 – 20
S2	Depositi di terreno soggetti a liquefazione, di argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di terreno non classificabile nei tipi precedenti			

Grande novità !

Nel calcolo della $V_{s,30}$ le profondità si riferiscono al piano di posa delle fondazioni

Metodi geotecnici !

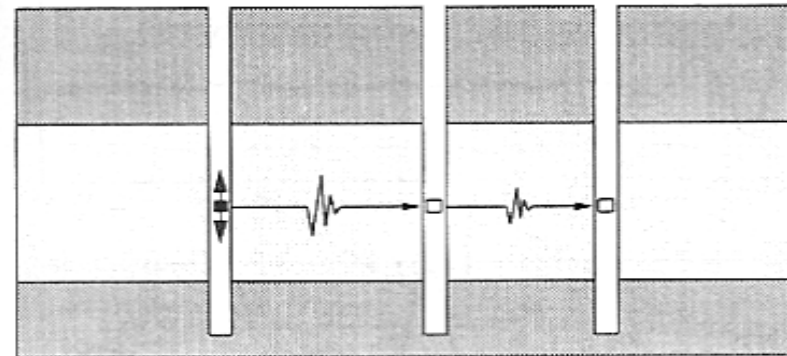
Down-hole (a due ricevitori !)
(e derivati, come Cono sismico e DMTS)



b) Down-hole

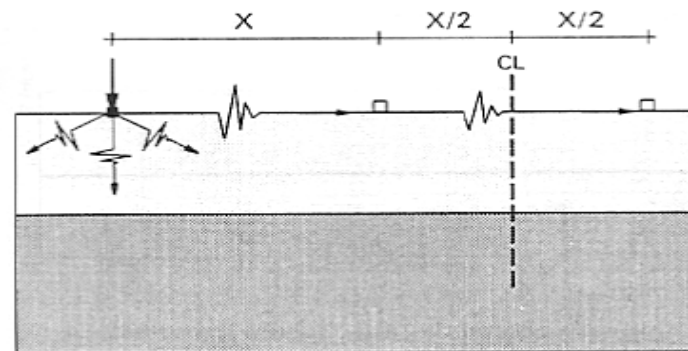
■ Sorgente
□ Ricevitori

Cross-hole (a due ricevitori !)



a) Cross-hole

SASW (*onde R*)



c) SASW (Spectral Analysis of Surface Waves)

Qualità delle misure di velocità v_s (DH, CH e SASW)

Metodi di avanguardia

Misure di velocità v_s con DMTS

(prof. Gianfranco Totani)

EFFETTI DI SITO: CONFRONTO TRA LE DUE DIVERSE NORMATIVE

D.M.
1996

Tutti i terreni

$\varepsilon=1$

Depositi alluvionali, H=5-20m

$\varepsilon=1.3$

OPCM
3274

A

$S = 1$

$T_B=0.15$

$T_C=0.4$

$T_D=2$

B

C

E

$S=1.25$

$T_B=0.15$

$T_C=0.5$

$T_D=2$

D

$S=1.35$

$T_B=0.20$

$T_C=0.8$

$T_D=2$

S

fattore del sottosuolo

T_B, T_C e T_D

periodi di riferimento dello spettro elastico

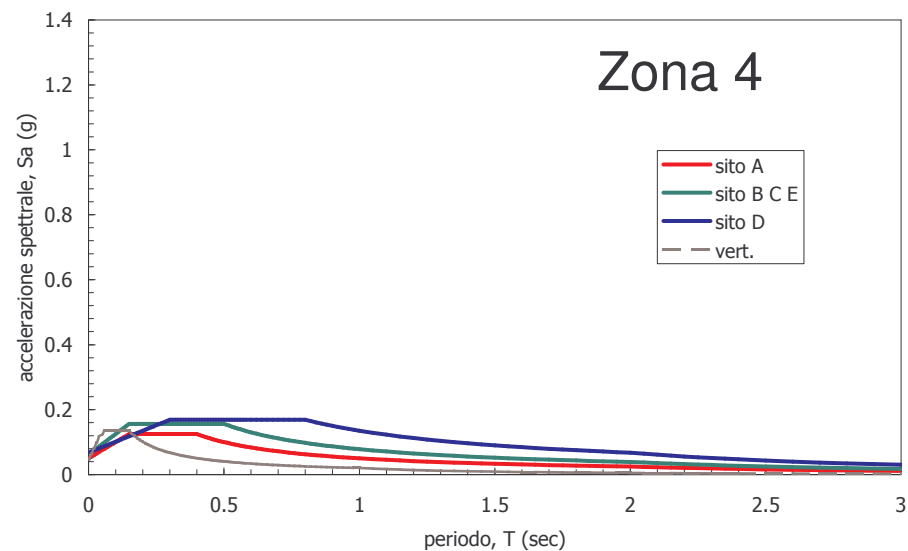
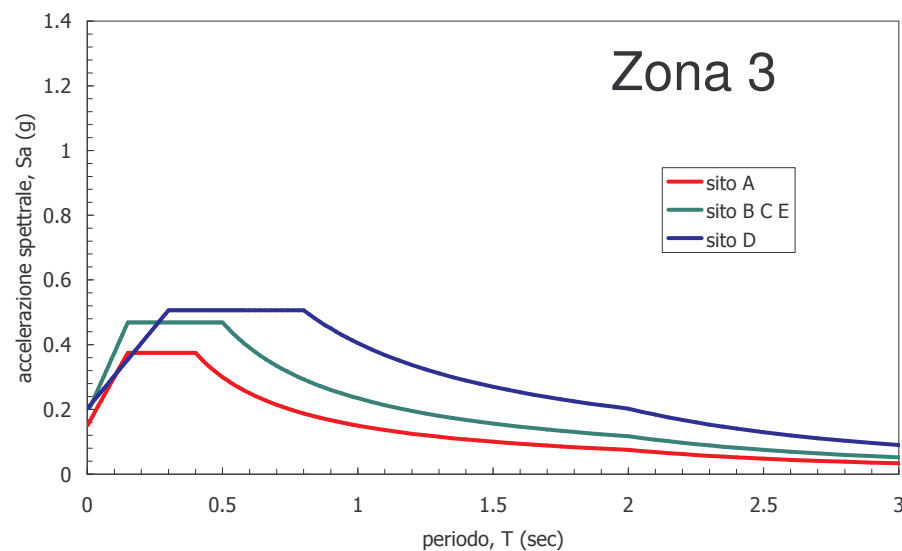
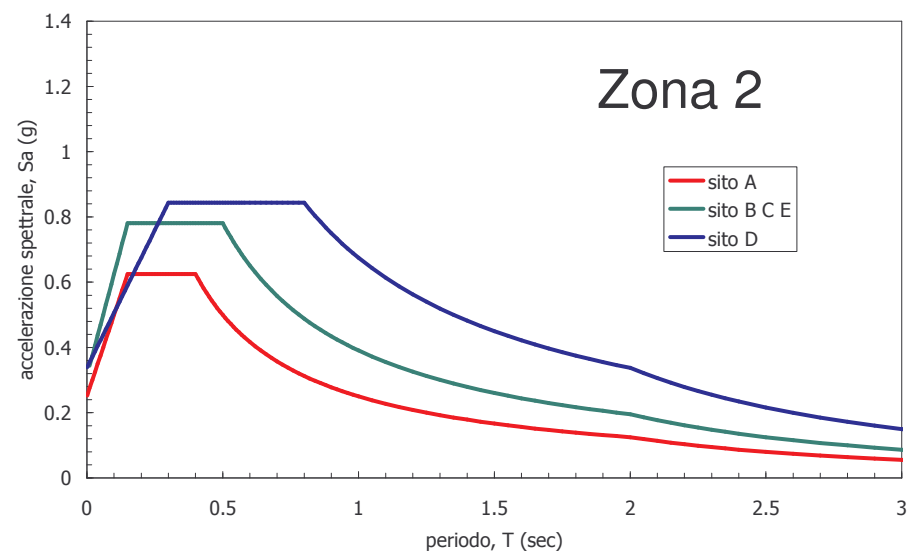
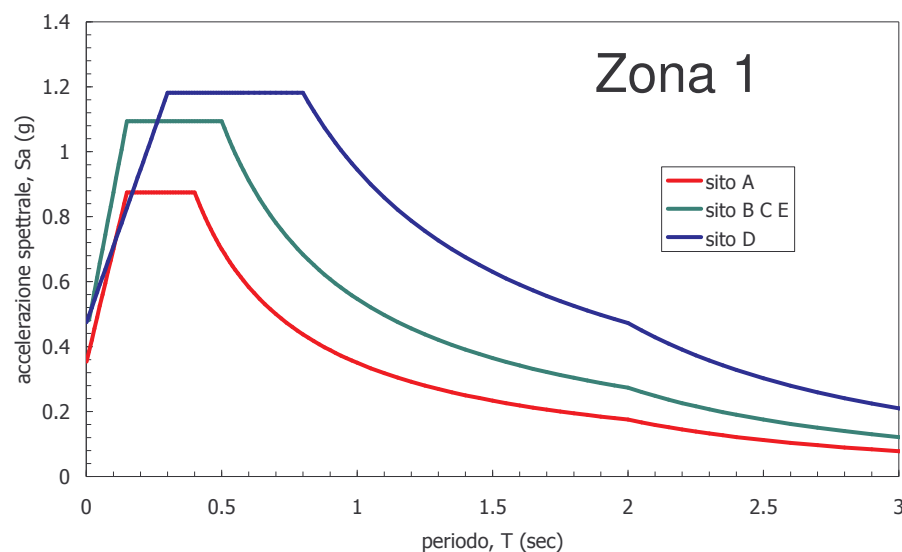
ACCELERAZIONI DI RIFERIMENTO E ZONAZIONE SISMICA

Il territorio nazionale viene suddiviso in 4 zone sismiche in funzione del parametro (*All. 1*):

**a_g = accelerazione orizzontale massima
su suolo A (rigido)**

Zona	Valore di a_g
1	0.35 g
2	0.25 g
3	0.15 g
4	0.05 g

SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO ORIZZONTALE



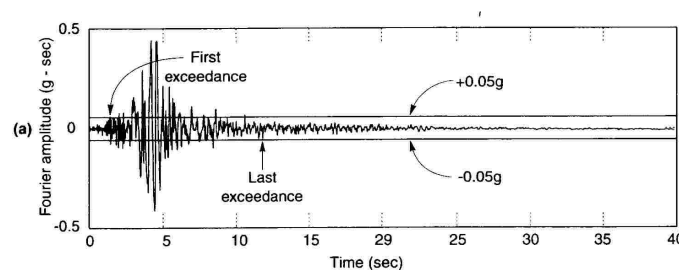
ALLEGATO 2 - EDIFICI

3.2.7 Impiego di accelerogrammi (in sintesi)

Entrambi gli stati limite di collasso e di danno potranno essere verificati mediante l'uso di **accelerogrammi artificiali o simulati o naturali**. Quando è necessario utilizzare un modello spaziale, l'azione sismica deve essere rappresentata da gruppi di tre accelerogrammi diversi agenti contemporaneamente nelle tre direzioni principali della struttura.

Gli accelerogrammi dovranno avere uno spettro di risposta coerente con lo spettro di risposta elastico di cui al punto 3.2.3.

La **durata degli accelerogrammi** dovrà essere stabilita sulla base della magnitudo e degli altri parametri fisici che determinano la scelta del valore di a_g e S . In assenza di studi specifici la durata della parte pseudo-stazionaria degli accelerogrammi sarà almeno pari a 10 s.



Il **numero di accelerogrammi** o, per analisi spaziali, di gruppi di accelerogrammi deve essere almeno pari a 3.

*Domande sugli argomenti di ieri ,
prima di parlare delle **Fondazioni** ?*

(mini) Corso di 8 ore
dedicate agli aspetti geotecnici nella progettazione antisismica
secondo le più recenti normative (EC8 ed OPCM 3274)

➤ **Azione sismica ed effetti di sito**

§ 3.1 e 3.2 delle Norme Tecniche per il Progetto, la Valutazione e l'Adeguamento Sismico Degli Edifici (All. 2)

➤ **“Stabilità del sito” (liquefazione e pendii)**

§ 2 delle Norme Tecniche per il Progetto Sismico di Opere di Fondazione e di Sostegno dei Terreni (All. 4)

➤ **Fondazioni superficiali e profonde**

§ 3 delle Norme Tecniche per il Progetto Sismico di Opere di Fondazione e di Sostegno Dei Terreni (All. 4)

➤ **Opere di sostegno**

§ 4 delle Norme Tecniche per il Progetto Sismico di Opere di Fondazione e di Sostegno dei Terreni (All. 4)

ALLEGATO 4

3 FONDAZIONI

3.1 Regole generali di progettazione

Di norma deve essere adottato un tipo unico di fondazione per una data struttura, a meno che questa non consista di unità indipendenti dal punto di vista dinamico.

In particolare, **deve essere evitato l'uso contestuale di pali e di fondazioni dirette** nello stesso edificio, a meno di studi specifici che ne dimostrino l'ammissibilità.

Tale restrizione non si applica alle strutture da ponte.

ALLEGATO 4

3 FONDAZIONI

3.1 Regole generali di progettazione *(continua)*

Nella **scelta del tipo di fondazione**, si devono considerare i seguenti aspetti:

- a) la rigidezza della fondazione deve essere tale da **trasmettere al terreno nel modo più uniforme possibile le azioni localizzate** ricevute dalla sovrastruttura;
- b) la rigidezza della fondazione **nel suo piano** deve essere in grado di **assorbire gli effetti degli spostamenti orizzontali relativi tra elementi strutturali verticali**;
- c) se viene assunto che l'**ampiezza del moto sismico diminuisca con la profondità**, tale ipotesi deve essere giustificata con uno studio opportuno, e la diminuzione non deve **in nessun caso** comportare un'**accelerazione di picco inferiore al 65% del valore di progetto ($S a_g$) in superficie**.

ALLEGATO 4

3 FONDAZIONI

3.2 Sollecitazioni di calcolo

n.d.r. – si distinguono due casi

strutture progettate per alta duttilità (CD "A")

strutture progettate per bassa duttilità (CD "B")

Per le strutture progettate per alta duttilità (CD "A") il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del terreno deve essere eseguito assumendo come sollecitazioni agenti **le resistenze degli elementi strutturali soprastanti**.

Più precisamente, **lo sforzo normale nei pilastri** derivante dalla combinazione delle azioni di cui al punto 3.3 delle "Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici" **dovrà essere associato al concomitante valore resistente del momento flettente e dello sforzo di taglio**.

Non si richiede tuttavia che le sollecitazioni di progetto risultino maggiori di quelle derivanti da una **analisi elastica della struttura eseguita con un fattore di struttura pari a $q = 1$** .

ALLEGATO 4

3 FONDAZIONI

3.2 Sollecitazioni di calcolo

Per le strutture progettate per bassa duttilità (C D “B”) il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del terreno deve essere eseguito assumendo come **sollecitazioni agenti quelle ottenute dall'analisi elastica.**

ALLEGATO 4

3 FONDAZIONI

3.3 Verifiche e criteri di dimensionamento

3.3.1 *Fondazioni dirette (superficiali o interrato)*

In conformità con i criteri di progetto allo stato limite ultimo, **la stabilità dei plinti di fondazione deve essere verificata** rispetto al collasso per slittamento ed a quello per rottura generale.

ALLEGATO 4

3 FONDAZIONI

3.3 Verifiche e criteri di dimensionamento

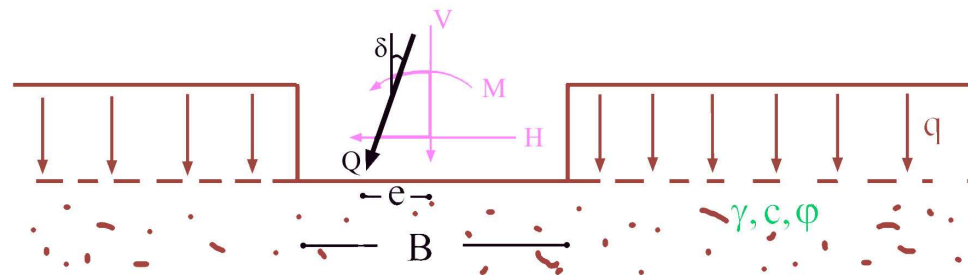
3.3.1 *Fondazioni dirette (superficiali o interrato)*

*Premessa
sul
carico limite in condizioni statiche*

Premessa ... “statica”

Verifica a carico limite di fondazioni superficiali

Verifica secondo la Normativa attuale (DM 11.III.88)



$$\frac{q_{v,lim}}{q_{v,ex}} > FS = 3$$

Per la componente verticale unitaria il valore limite è dato dalla nota formula trinomia

$$q_{v,lim} = \xi_q \zeta_q N_q q + \xi_c \zeta_c N_c c + \xi_\gamma \zeta_\gamma N_\gamma \gamma \frac{B'}{2}$$

(Prandtl/Terzaghi/Vesic/Brinch-Hansen & co.)

valida per:

rottura generale, fondazione rettangolare, piano di posa e di campagna orizzontali

N_q N_c N_γ = coefficienti funzione di ϕ (carico nastriforme, verticale, centrato)
 ζ_q ζ_c ζ_γ = coefficienti di forma
 ξ_q ξ_c ξ_γ = coefficienti di inclinazione del carico
 B' = larghezza ridotta per tenere conto dell'eccentricità ($B' = B - 2e$)

ALLEGATO 4

3 FONDAZIONI

3.3 Verifiche e criteri di dimensionamento

3.3.1 *Fondazioni dirette (superficiali o interrato)*

In conformità con i criteri di progetto allo stato limite ultimo, **la stabilità dei plinti di fondazione deve essere verificata** rispetto al collasso per slittamento ed a quello per rottura generale.

3 FONDAZIONI**3.3 Verifiche e criteri di dimensionamento***3.3.1 Fondazioni dirette (superficiali o interrato).***Collasso per slittamento**

Nel caso di fondazioni la cui base giaccia **al di sopra del livello di falda**, si deve contrastare questo tipo di collasso sfruttando **sia la resistenza ad attrito sia**, sotto condizioni specificate, la **spinta laterale del terreno**.

In assenza di studi specifici la **resistenza per attrito di calcolo** può essere valutata mediante l'espressione seguente:

$$F_{Rd} = N_{sd} \cdot \tan \delta \quad (2)$$

nella quale N_{sd} è il **valore di calcolo** della forza verticale
 δ è il **valore di calcolo** dell'angolo di resistenza a taglio alla base del plinto.

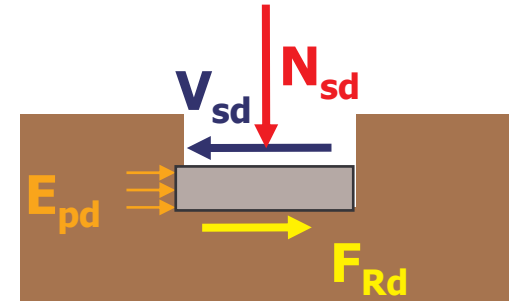
Nel caso di fondazioni **al di sotto del livello di falda** la resistenza a taglio di calcolo deve essere valutata sulla base del valore **della resistenza non drenata**. (*n.d.r. !?*)

3 FONDAZIONI

3.3 Verifiche e criteri di dimensionamento

3.3.1 Fondazioni dirette (superficiali o interrato).

Collasso per slittamento



La **resistenza laterale di calcolo** E_{pd} derivante dalla spinta del terreno sulla faccia laterale del plinto, può essere tenuta in conto a condizione che vengano presi adeguati provvedimenti in sito, quali la compattazione del terreno di riporto ai lati del plinto, l'infissione di un muro verticale di fondazione nel terreno, o il getto del calcestruzzo armato del plinto direttamente a contatto con una parete di scavo netta e verticale.

Per la verifica di sicurezza contro il collasso per slittamento su una base orizzontale, deve essere soddisfatta la disuguaglianza seguente:

$$V_{sd} < F_{Rd} + E_{pd}$$

(3)

(n.d.r. - coeff. di sicurezza = **1** ?!)

nella quale V_{sd} è il valore di calcolo della forza orizzontale.

3 FONDAZIONI

3.3 Verifiche e criteri di dimensionamento

3.3.1 Fondazioni dirette (superficiali o interrato).

Collasso per rottura generale

Deve essere verificato che sotto l'azione delle sollecitazioni di calcolo di cui al punto 3.2 il **terreno di fondazione sia stabile e non presenti deformazioni permanenti incompatibili con i requisiti di funzionalità della struttura.**

(*n.d.r. formule classiche per il carico limite o invece EC8 ?*)

3 FONDAZIONI**3.3 Verifiche e criteri di dimensionamento***3.3.1 Fondazioni dirette (superficiali o interrato).***Collegamenti orizzontali tra fondazioni**

Si deve tenere conto della presenza di **spostamenti relativi del suolo sul piano orizzontale** e dei possibili effetti da essi indotti nella soprastruttura.

Per soddisfare il precedente requisito, **le strutture di fondazione devono in generale essere collegate tra loro da un reticolo di travi, o da una piastra** dimensionata in modo adeguato, in grado di assorbire le forze assiali seguenti:

$$\begin{array}{l} \pm 0,3 \quad S a_g \quad N_{sd} \\ \pm 0,5 \quad S a_g \quad N_{sd} \\ \pm 0,6 \quad S a_g \quad N_{sd} \end{array} \quad (\text{n.d.r.} - \text{dividere per l'accelerazione } g !) \quad (4)$$

dove N_{sd} è il valore medio degli sforzi verticali agenti sugli elementi collegati.

E' consentito omettere i collegamenti per siti su suolo tipo A, nonché nelle zone 3 e 4 su suolo di tipo B.

FONDAZIONI

CONCLUSIONI

Per quanto concerne le **fondazioni dirette**

*La norma fornisce **regole e prescrizioni generali chiare***

*Per la valutazione delle azioni in fondazione
si porta in conto la **duttilità della struttura***

*Le prime applicazioni sembrano indicare che
il **progetto risulta comparabile** con quello da D.M. 16.1.1996*

(mini) Corso di 4 ore
dedicate agli aspetti geotecnici nella progettazione antisismica
secondo le più recenti normative (EC8 ed OPCM 3274)

➤ **Azione sismica ed effetti di sito**

§ 3.1 e 3.2 delle Norme Tecniche per il Progetto, la Valutazione e l'Adeguamento Sismico Degli Edifici (All. 2)

➤ **“Stabilità del sito” (liquefazione e pendii)**

§ 2 delle Norme Tecniche per il Progetto Sismico di Opere di Fondazione e di Sostegno dei Terreni (All. 4)

➤ **Fondazioni superficiali e profonde**

§ 3 delle Norme Tecniche per il Progetto Sismico di Opere di Fondazione e di Sostegno Dei Terreni (All. 4)

➤ **Opere di sostegno**

§ 4 delle Norme Tecniche per il Progetto Sismico di Opere di Fondazione e di Sostegno dei Terreni (All. 4)

(mini) Corso di 4 ore
dedicate agli aspetti geotecnici nella progettazione antisimica
secondo le più recenti normative (EC8 ed OPCM 3274)

Premessa

sulle

Fondazioni profonde in condizioni statiche

Carico limite verticale di collasso di fondazioni profonde

A differenza delle fondazioni dirette, per i pali si assume totale indipendenza tra calcolo di **componente assiale** (V_{lim}) e **trasversale** (H_{lim})

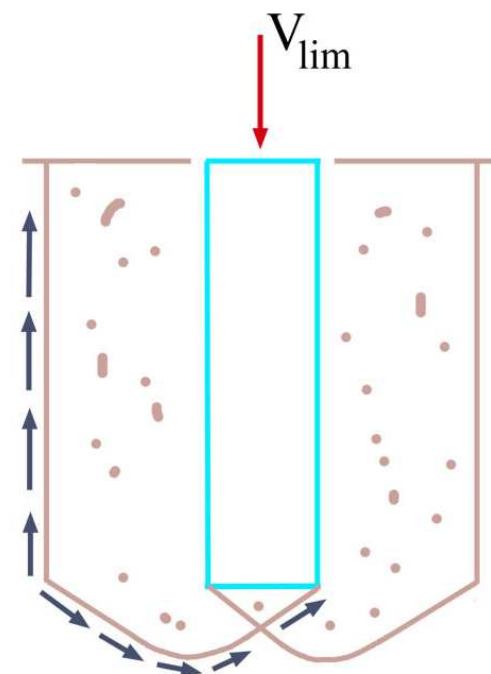
Componente assiale V_{lim} (verticale e centrata)

Ipotesi: palo rigido, terreno rigido-plastico

$$V_{lim} = P_{lim} + S_{lim} = p_{lim} A_p + \int_{A_s} s_{lim} dA_s$$
$$p_{lim} = N_q \sigma'_v + N_c c \quad , \quad s_{lim} = \mu k \sigma'_v \tan \varphi_{pt} + c_{pt}$$

p, A_p = resistenza unitaria e area della punta
 s, A_s = resistenza unitaria e area laterale

$$N_q = f(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$
$$\mu \leq \tan \varphi \quad k = f(\text{tecnologia})$$



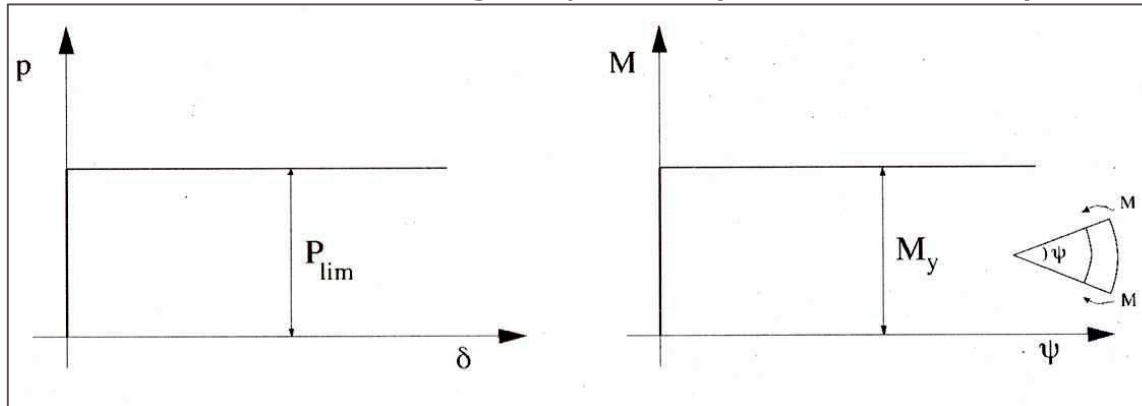
Verifica secondo la Normativa attuale (DM 11.III.88)

$$\frac{V_{lim}}{V_{ex}} > FS = 2.5$$

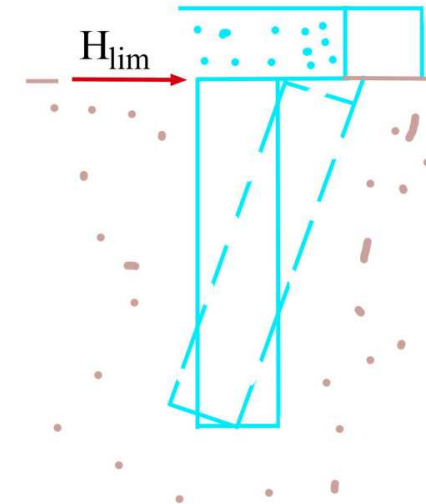
Carico limite orizzontale di collasso di fondazioni profonde

Modello di interazione palo-terreno

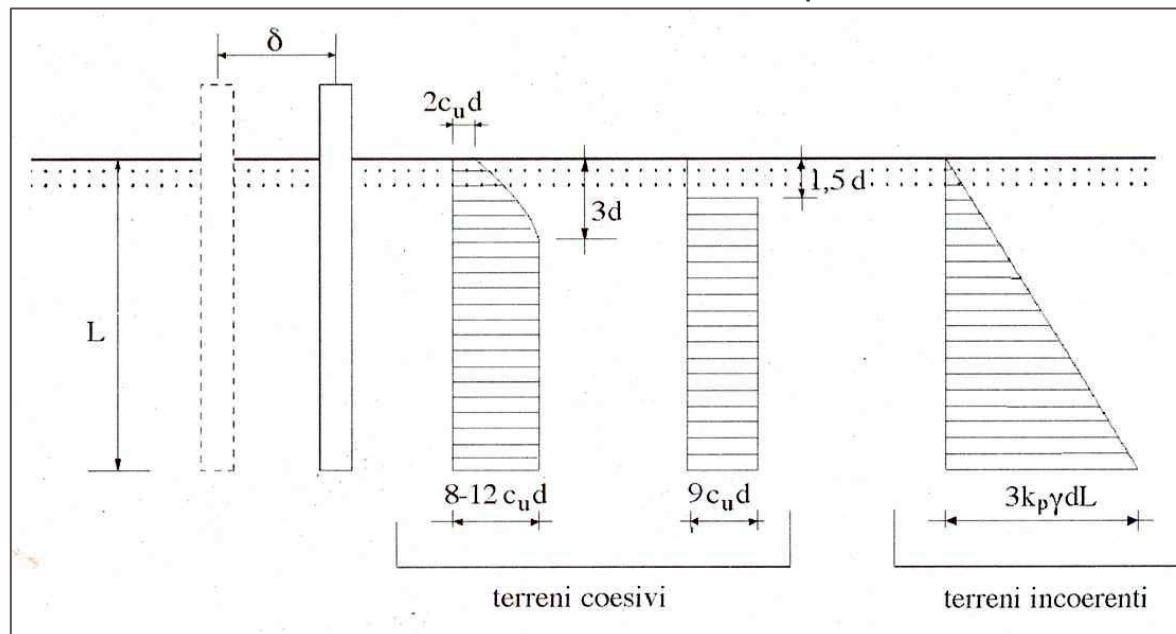
Palo e terreno rigido-plastici (*Teoria di Broms*)



M_y = momento di plasticizzazione della sezione del palo



Distribuzione sforzi di interazione palo-terreno



c_u = resistenza a taglio non drenata

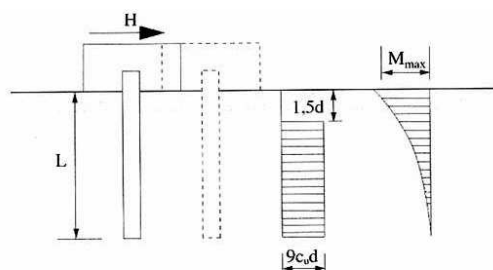
γ = peso dell'unità di volume del terreno (γ' se sotto falda)

$k_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$ (coefficiente di spinta passiva)

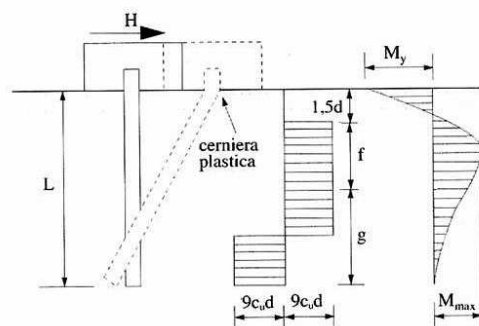
Carico limite orizzontale di pali in terreni coesivi

Palo con estremità superiore impedita di ruotare (plinto rigido)

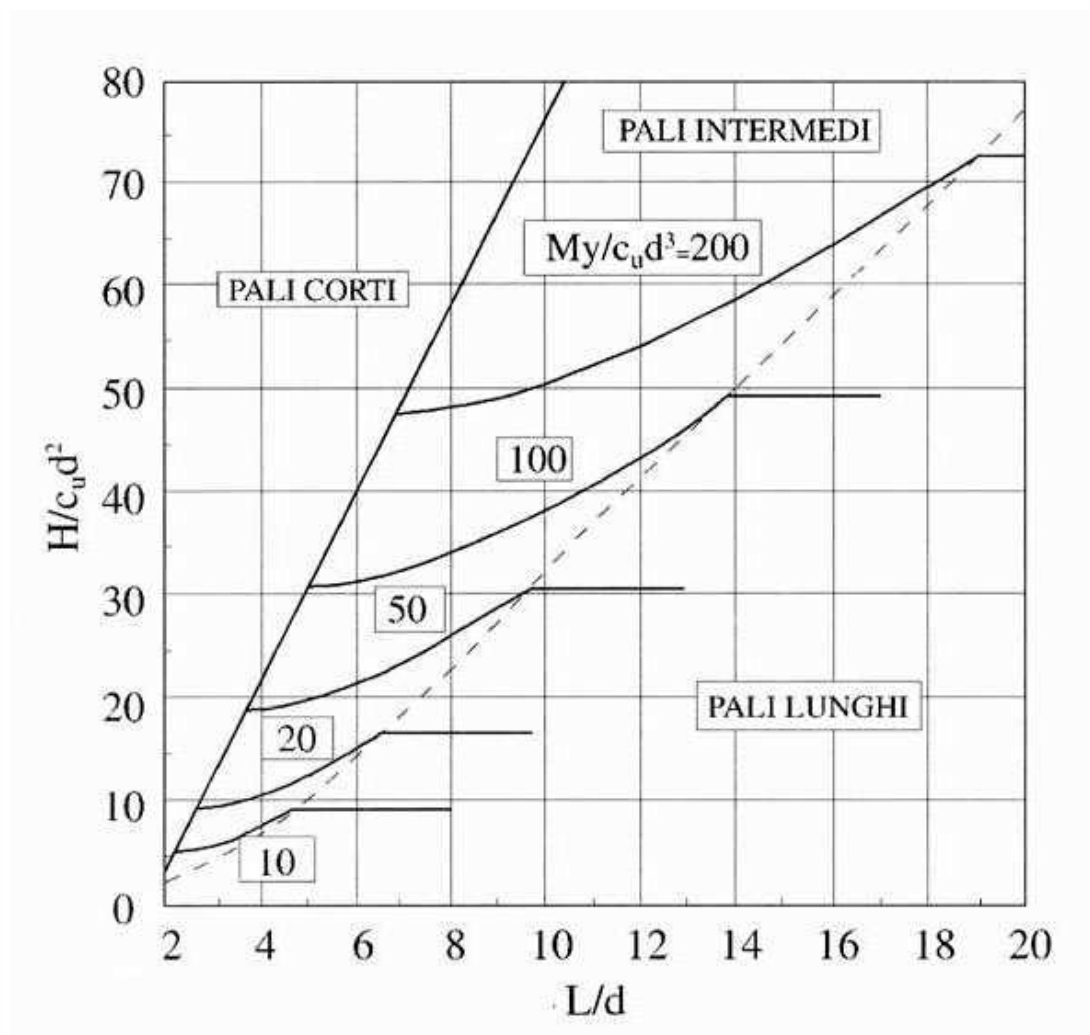
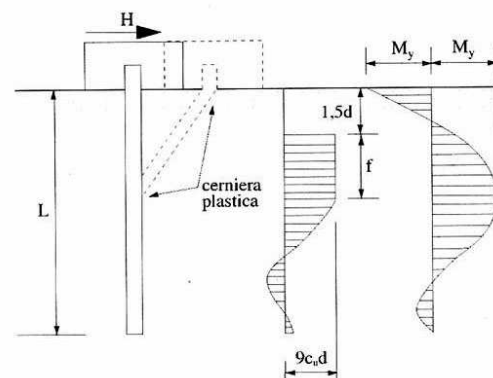
Palo corto



Palo intermedio



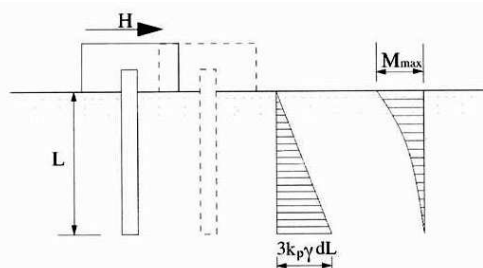
Palo lungo



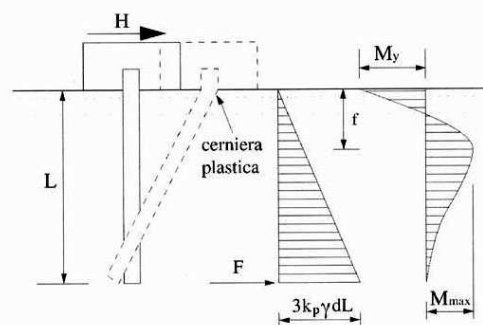
Carico limite orizzontale di pali in terreni incoerenti

Palo con estremità superiore impedita di ruotare (plinto rigido)

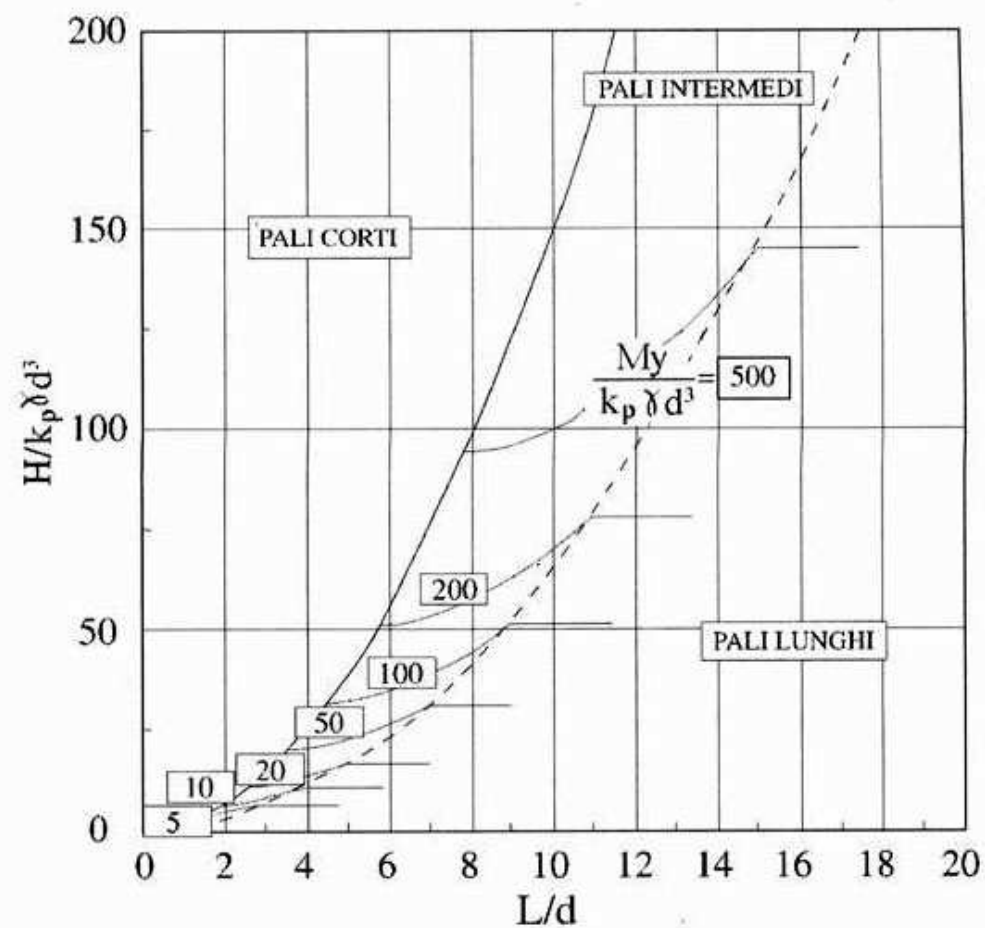
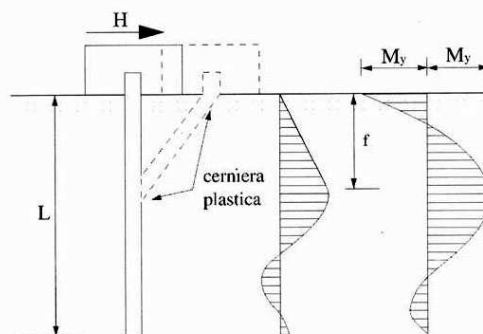
**Palo
corto**



**Palo
intermedio**



**Palo
lungo**



ALLEGATO 4

3 FONDAZIONI

3.3 Verifiche e criteri di dimensionamento

3.3.2 *Pali e pozzi di fondazione*

I pali ed i pozzi di fondazione **devono essere progettati in modo da resistere ai seguenti due tipi di sollecitazione:**

- a) **forze inerziali**, trasmesse dalla sovrastruttura, da valutare secondo quanto indicato al punto 3.2
- b) **forze cinematiche**, derivanti dalla deformazione del terreno circostante in seguito al passaggio delle onde sismiche

3 FONDAZIONI

3.3 Verifiche e criteri di dimensionamento

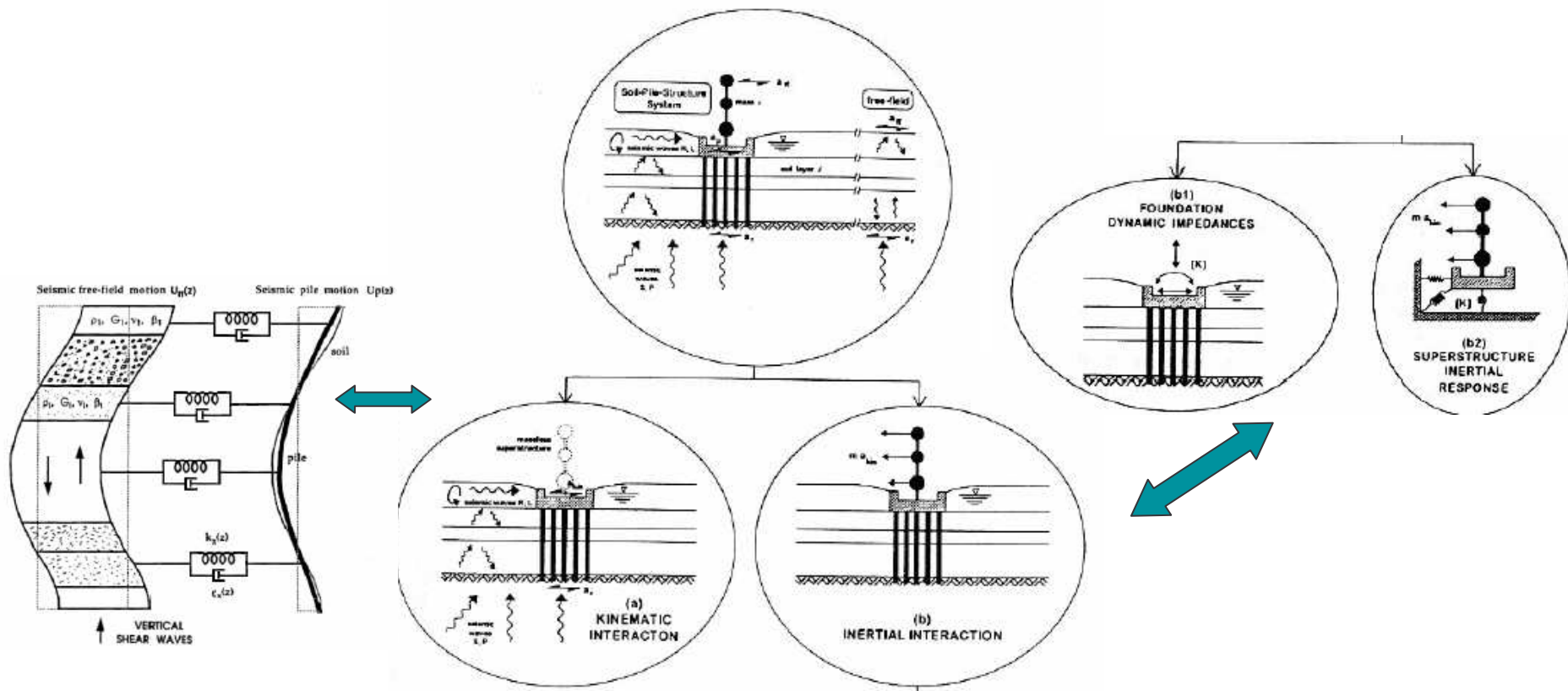
3.3.2 *Pali e pozzi di fondazione*

.....

Le analisi per determinare le azioni interne lungo il palo, così come lo spostamento e la rotazione alla testa del palo, devono essere basate su **modelli continui o discretizzati capaci di riprodurre:**

- **la rigidezza e la resistenza flessionale del palo;**
- **le reazioni del terreno lungo il palo**, tenendo nel dovuto conto gli effetti ciclici e l'ampiezza delle deformazioni nel terreno;
- **gli effetti di interazione dinamica tra palo e palo** (noti anche come effetti dinamici di gruppo);
- il grado di libertà di rotazione della testa del palo, o della connessione tra palo e struttura (*n.d.r. la condizione di vincolo*).

L'interazione pali-terreni dovrebbe essere eseguita separando le interazioni di tipo cinematico da quelle inerziali



3 FONDAZIONI**3.3 Verifiche e criteri di dimensionamento****3.3.2 *Pali e pozzi di fondazione***

L'uso di pali inclinati per trasmettere sollecitazioni orizzontali al terreno va evitato, ove possibile.

Nel caso in cui questi vengano comunque usati, devono essere progettati per sopportare in sicurezza sia azioni assiali che momenti flettenti.

I momenti flettenti di origine cinematica devono essere calcolati soltanto quando si verificano simultaneamente le seguenti condizioni:

- **il profilo del terreno è di classe D, o peggiore, e contiene strati consecutivi con forti contrasti di rigidezza;**
- **la zona è a media o elevata sismicità.**

3 FONDAZIONI**3.3 Verifiche e criteri di dimensionamento****3.3.2 *Pali e pozzi di fondazione***

I pali devono essere progettati in modo da rimanere in campo elastico.

Quando ciò non sia possibile, le sezioni in corrispondenza delle potenziali cerniere plastiche devono essere **progettate per un comportamento duttile**.

In particolare l'**armatura perimetrale di confinamento**, di diametro non inferiore a 8 mm, sarà costituita da **spirale continua per tutto il tratto interessato da potenziali cerniere plastiche**.

L'**armatura verticale** dovrà rispettare le percentuali minime e massime indicate al punto 5.5.3.2 delle "Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici", essere estesa a tutta la lunghezza ed essere efficacemente collegata a quella della struttura soprastante.

FONDAZIONI

CONCLUSIONI

Per quanto concerne **pali e pozzi di fondazione**

*Per la progettazione si deve tenere conto
sia delle **forze inerziali** sia delle **forze cinematiche***

*L'adozione di **modelli** di interazione non di “routine”
richiederà un tempo di “adattamento” della comunità tecnica*

*Esiste tuttavia una ricca **letteratura scientifica specialistica**
cui sarà conveniente fare più espliciti riferimenti nell'ambito della norma*

Pausa domande

prima delle

Opere di Sostegno ?

(mini) Corso di 8 ore
dedicate agli aspetti geotecnici nella progettazione antisismica
secondo le più recenti normative (EC8 ed OPCM 3274)

➤ **Azione sismica ed effetti di sito**

§ 3.1 e 3.2 delle Norme Tecniche per il Progetto, la Valutazione e l'Adeguamento Sismico Degli Edifici (All. 2)

➤ **“Stabilità del sito” (liquefazione e pendii)**

§ 2 delle Norme Tecniche per il Progetto Sismico di Opere di Fondazione e di Sostegno dei Terreni (All. 4)

➤ **Fondazioni superficiali e profonde**

§ 3 delle Norme Tecniche per il Progetto Sismico di Opere di Fondazione e di Sostegno Dei Terreni (All. 4)

➤ **Opere di sostegno**

§ 4 delle Norme Tecniche per il Progetto Sismico di Opere di Fondazione e di Sostegno dei Terreni (All. 4)

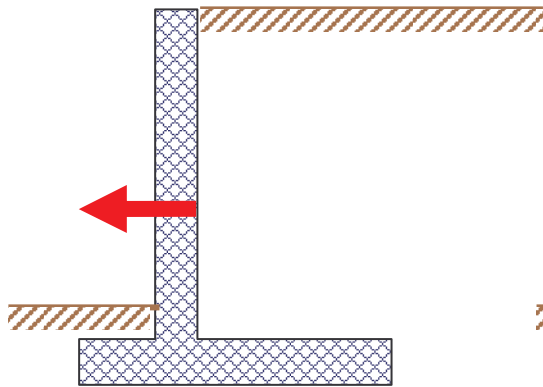
Premessa
sulle
opere di sostegno in condizioni statiche

Premessa ... “statica”

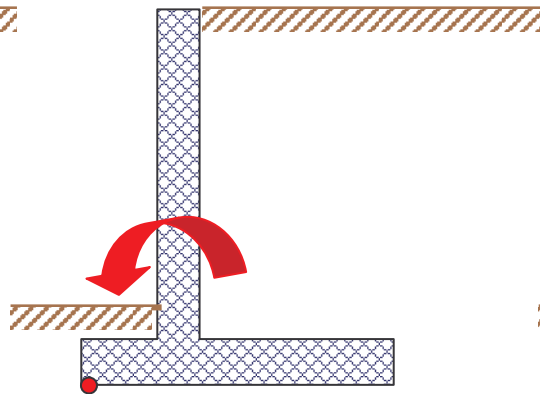
Nuove normative per il progetto delle opere di sostegno

Muri di sostegno nel DM 11/03/88

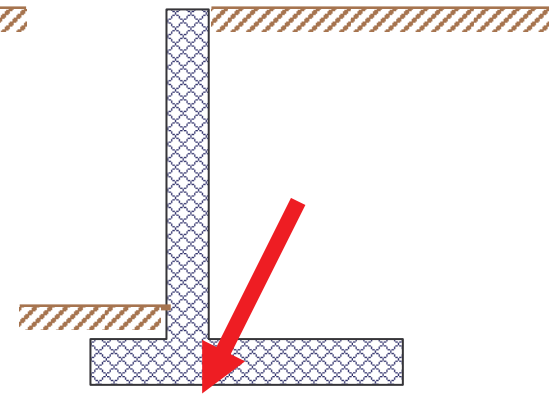
Verifiche allo stato limite ultimo



Scorrimento FS = 1,3



Ribaltamento FS = 1,5



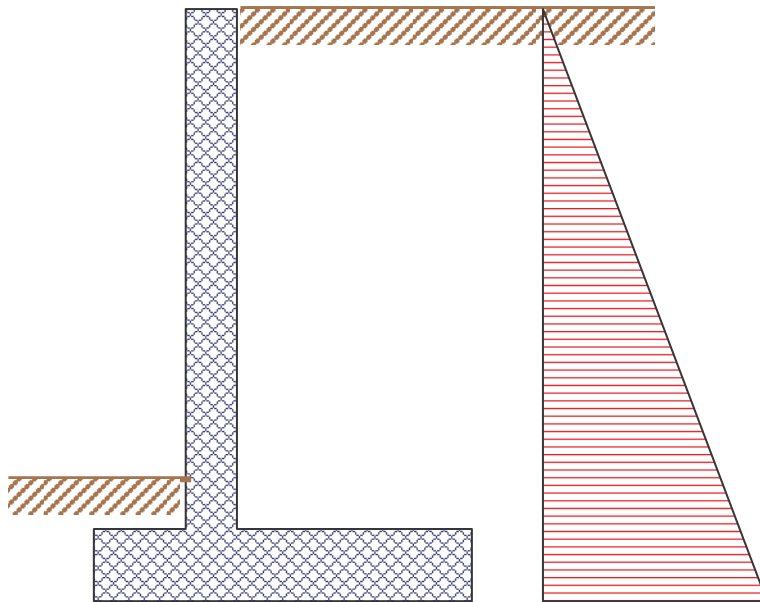
Carico limite FS = 2,0

Verifica globale del pendio FS = 1,3

Premessa ... “statica”

Nuove normative per il progetto delle opere di sostegno

Prassi



- Spinta attiva (quasi sempre)
- Metodo di Coulomb
- Distribuzione trapezia (triangolare)
- Si trascura resistenza del terreno antistante (DM88)
- Carico limite tenendo conto di inclinazione ed eccentricità

4. OPERE DI SOSTEGNO

4.1 Requisiti generali

Terremoto di Kobe,
1995

Magnitudo=6.7



Le opere di sostegno devono essere concepite e progettate in modo tale da espletare la loro funzione sia durante che dopo il terremoto di progetto, senza subire danni strutturali significativi.

Possono essere ammessi eventuali **spostamenti permanenti**, sotto forma di scorrimento combinato a rotazione, causati da deformazioni irreversibili del terreno di fondazione, a patto che tali spostamenti siano **compatibili con i requisiti funzionali e/o estetici della struttura**.

OPERE DI SOSTEGNO

4.2 Criteri di progetto

Il materiale di **riporto dietro la struttura** deve avere **granulometria** controllata ed essere addensato in sito, in modo da ottenere la maggiore continuità possibile con la massa di terreno esistente.

I **sistemi di drenaggio** dietro la struttura devono essere in grado di **assorbire movimenti transitori e permanenti**, senza che venga pregiudicata la loro funzione.

In particolare, nel caso di terreni non coesivi in presenza di acqua, il drenaggio deve risultare efficace fino ad una profondità superiore a quella della superficie potenziale di rottura dietro l'opera di sostegno.

OPERE DI SOSTEGNO

4.3 Metodi di analisi

In generale, per verificare la sicurezza di un'opera di sostegno potrà adottarsi qualunque metodo consolidato della dinamica strutturale e dei terreni che includa tra i principali fattori il comportamento non lineare del terreno, gli effetti inerziali, gli effetti idrodinamici in presenza d'acqua, nonché la compatibilità delle deformazioni di terreno, opera e tiranti, ove presenti, e sia comprovato dall'esperienza o da osservazioni sperimentali.

Per opere di geometria e di importanza ordinaria la verifica potrà essere condotta con il metodo pseudo-statico descritto ai punti seguenti.

EC8 - Earth Retaining Structures

Methods of Analysis

1. Simplified methods: Pseudo-static analysis
 - *as traditional Codes (e.g. D.M. 96)*
 - *LEM: well consolidated methods in engineering practice*

2. Any established method based on the procedures of structural and soil dynamics
 - *e.g. pseudo-dynamic method for displacement analysis (Newmark, 1965)*
 - *Not well consolidated methods in engineering practice*



Kobe Earthquake, 1995
(M = 6.7)

SAFETY FACTORS and ALLOWABLE DISPLACEMENTS

EC7 and EC8 : partial safety factors

????? : allowable displacements and rotations

PIANC 2001 :

**Seismic design guidelines
for port structures**

Table 4.1. Proposed damage criteria for gravity quay walls.

Level of damage		Degree I	Degree II	Degree III	Degree IV
Gravity wall	Normalized residual horizontal displacement (d/H)*	Less than 1.5%**	1.5~5%	5~10%	Larger than 10%
	Residual tilting towards the sea	Less than 3°	3~5°	5~8°	Larger than 8°
Apron	Differential settlement on apron	Less than 0.03~0.1 m	N/A***	N/A	N/A
	Differential settlement between apron and non-apron areas	Less than 0.3~0.7 m	N/A	N/A	N/A
	Residual tilting towards the sea	Less than 2~3°	N/A	N/A	N/A

* d : residual horizontal displacement at the top of the wall; H : height of gravity wall.

** Alternative criterion is proposed with respect to differential horizontal displacement less than 30 cm.

*** Abbreviation for not applicable.

ANALISI PSEUDOSTATICA

4.4.2 Azione sismica

Nell'analisi pseudo-statica, l'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali date dal prodotto delle forze di gravità per un coefficiente sismico.

La componente verticale dell'azione sismica deve essere considerata agente verso l'alto o verso il basso, in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli.

L'intensità delle forze sismiche equivalenti così introdotte dipende, per un'assegnata zona sismica, dall'entità dello spostamento permanente ammissibile ed allo stesso tempo effettivamente consentito dalla soluzione strutturale adottata.

In assenza di studi specifici, i coefficienti sismici orizzontale (k_h) e verticale (k_v) che interessano tutte le masse devono essere calcolati come:

$$k_h = S (a_g/g) / r \qquad k_v = \pm 0.5 k_h \qquad (5)$$

Al fattore r può essere assegnato il valore $r = 2$ nel caso di opere di sostegno che ammettano spostamenti, per esempio i muri a gravità, o che siano sufficientemente flessibili.

In presenza di terreni non coesivi saturi deve essere assunto il valore $r = 1$.

ANALISI PSEUDOSTATICA – AZIONE SISMICA

Un elemento originale, e certamente razionale, dell'OPCM 3274 (e dell'EC8) è l'adozione del coefficiente r che tiene conto di eventuali spostamenti ammissibili per l'opera

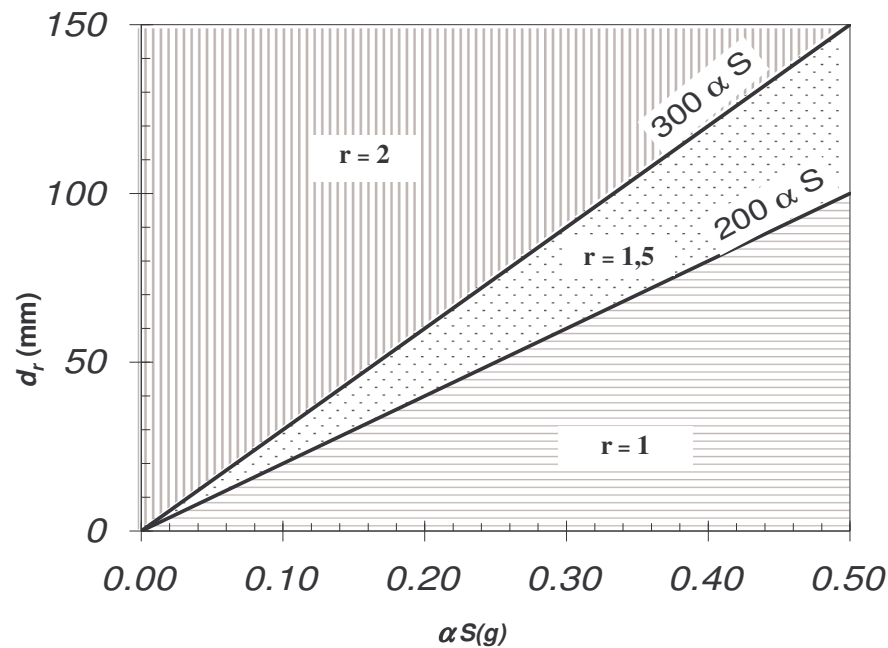


Si riduce l'azione sismica in funzione della possibilità che l'opera possa subire spostamenti

ANALISI PSEUDOSTATICA – AZIONE SISMICA

EC8

Type of retaining structure	R
Free gravity walls that can accept a displacement $d_r < 300 \alpha S$ (mm)	2
As above with $d_r < 200 \alpha S$ (mm)	1,5
Flexural reinforced concrete walls, anchored or braced walls, reinforced concrete walls founded on vertical piles, restrained basement walls and bridge abutments	1



(Simonelli, 2004)

OPCM 3274

Al fattore r può essere assegnato il valore

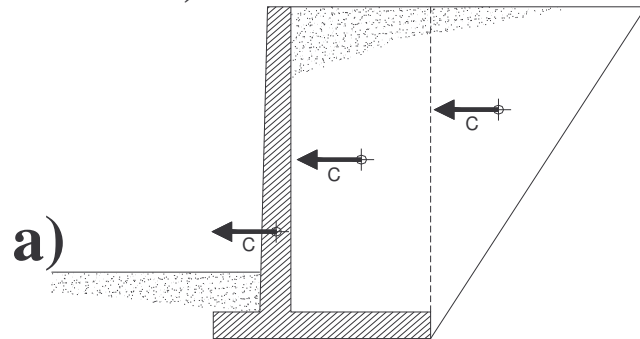
$$r = 2$$

nel caso di opere di sostegno che ammettano spostamenti, per esempio i muri a gravità, o che siano sufficientemente flessibili.

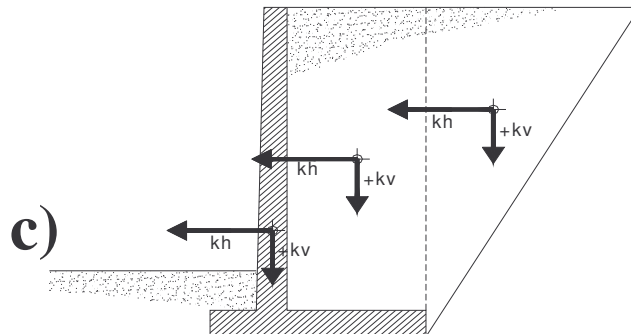
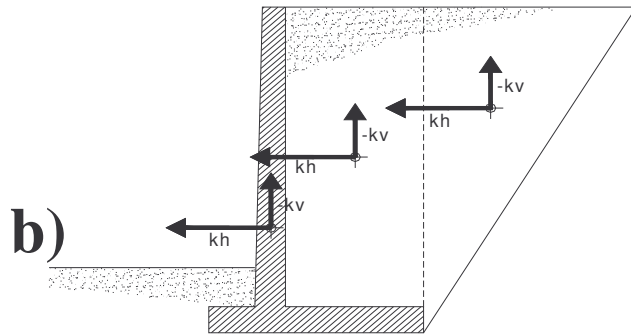
In presenza di terreni non coesivi saturi deve essere assunto il valore

$$r = 1$$

*Normativa Italiana
(D.M. 16.01.96)*



EC8 – OPCM 3274



ANALISI PSEUDOSTATICA

**SCHEMATIZZAZIONE
FORZE SISMICHE**

Coefficienti sismici moltiplicativi dei pesi:

a) secondo il D.M. 16/01/96;

b) - c) secondo l'OPCM 3274 e l'EC8

(Simonelli, 2004)

SPINTE DI PROGETTO DEL TERRENO E DELL'ACQUA

La spinta di progetto totale E_d è la risultante delle spinte statiche e dinamiche del terreno

EC8

$$E_d = 0.5 \cdot \gamma^* \cdot (1 \pm k_v) \cdot K \cdot H^2 + E_{ws} + E_{wd}$$

OPCM 3274

$$E_d = 0.5 \cdot \gamma^* \cdot (1 \pm k_v) \cdot K \cdot H^2 + E_{ws}$$

γ^*	=	peso dell'unità di volume del terreno (<i>e non specifico !!!!</i>)
k_v	=	coefficiente sismico verticale
K	=	coefficiente di spinta del terreno (statico + dinamico)
H	=	altezza del muro
E_{ws}	=	spinta dell'acqua in condizioni statiche (<i>e non idrostatica !!!!</i>)
E_{wd}	=	incremento di spinta in condizioni dinamiche

SPINTE DI PROGETTO DEL TERRENO E DELL'ACQUA

La spinta di progetto totale E_d è la risultante delle spinte statiche e dinamiche del terreno

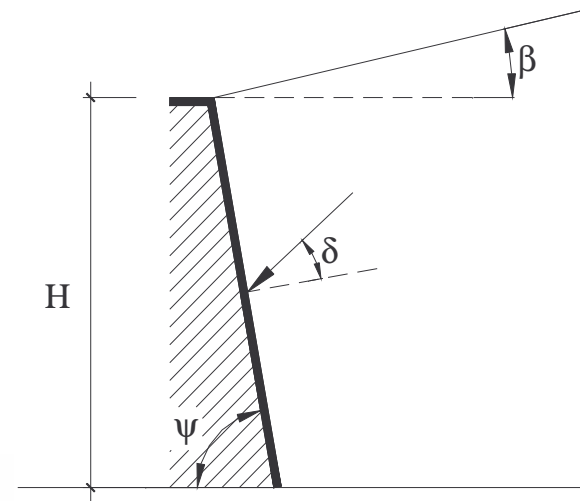
EC8

$$E_d = 0.5 \cdot \gamma^* \cdot (1 \pm k_v) \cdot K \cdot H^2 + E_{ws} + E_{wd}$$

γ^*	=	peso dell'unità di volume del terreno (<i>e non specifico !!!!</i>)
k_v	=	coefficiente sismico verticale
K	=	coefficiente di spinta del terreno (statico + dinamico)
H	=	altezza del muro
E_{ws}	=	spinta dell'acqua in condizioni statiche (<i>e non idrostatica !!!!</i>)
E_{wd}	=	incremento di spinta in condizioni dinamiche

COEFFICIENTE DI SPINTA DEL TERRENO

Mononobe-Okabe



Per stati di spinta attiva:

$$\beta \leq \phi - \theta: \quad K = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2} \quad (7)$$

Per stati di spinta passiva (resistenza a taglio nulla tra terreno e muro):

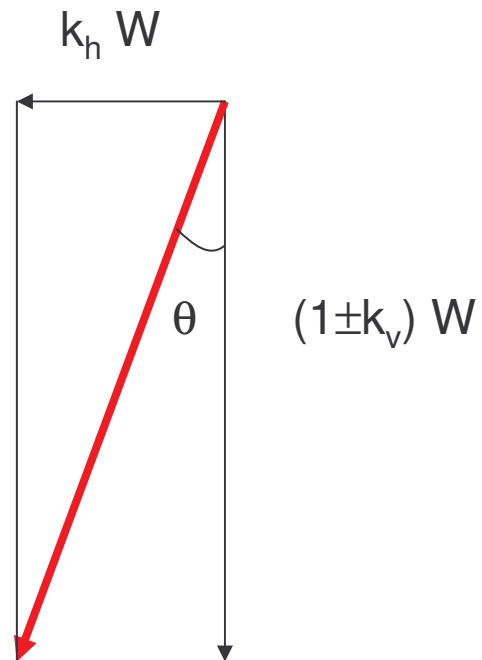
$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi + \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin \phi \sin(\phi + \beta - \theta)}{\sin(\psi + \beta) \sin(\psi + \theta)}} \right]^2} \quad (9)$$

Errata
corrigere

OPCM
3316

Metodo di Mononobe-Okabe

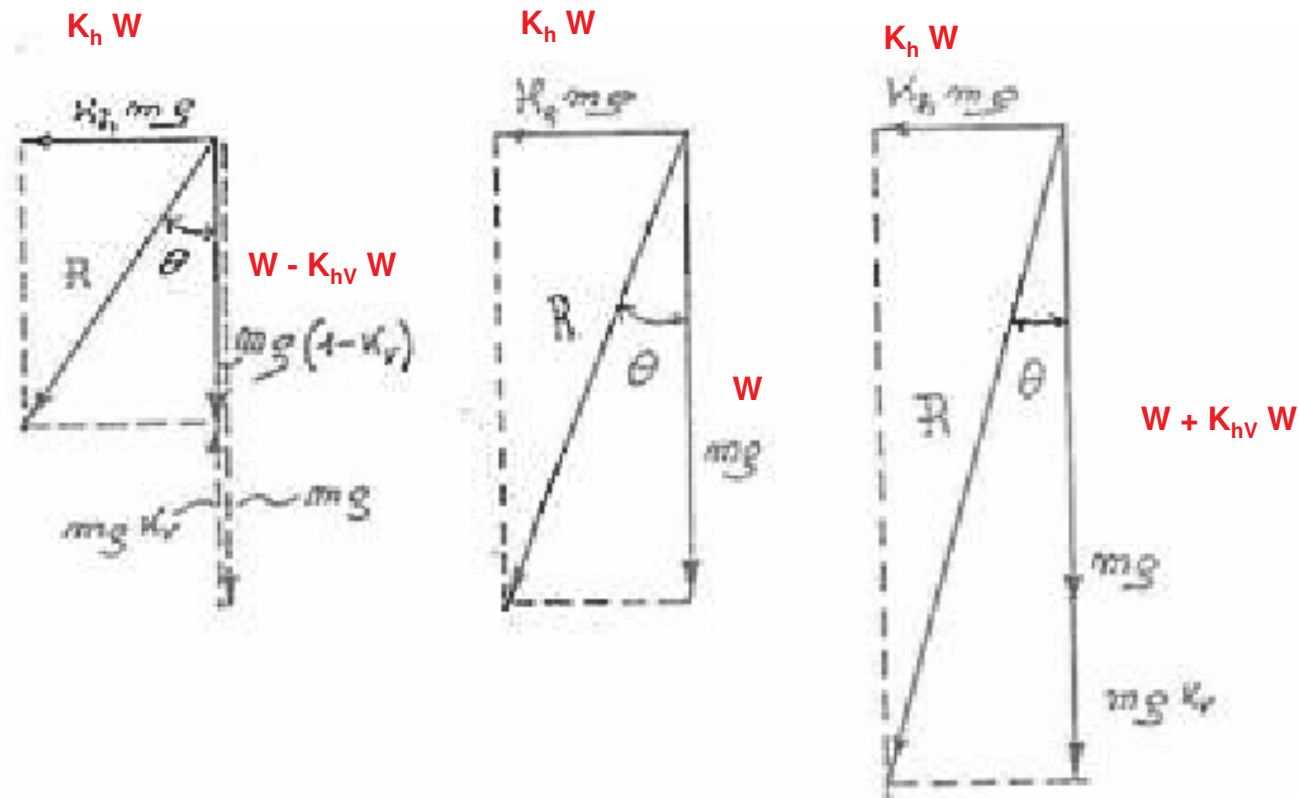
Significato fisico di θ



L'angolo θ è l'inclinazione sulla verticale della risultante delle forze di massa (peso proprio + azione statica del sisma)

Per il DM 96 non si considera il k_v

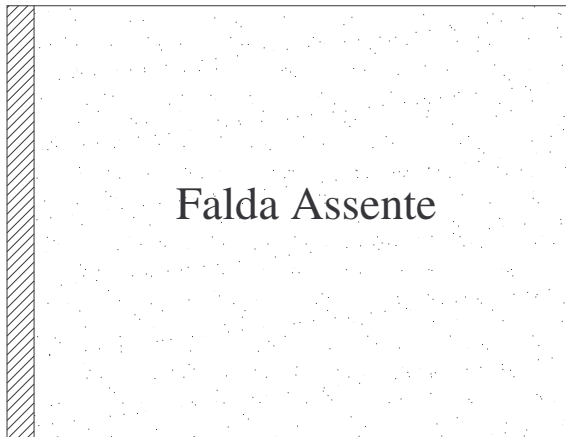
Significato fisico dell'angolo θ



(da A. Evangelista – Appunti di Opere di Sostegno)

COEFFICIENTE DI SPINTA DEL TERRENO: livello di falda al di sotto del muro di sostegno

EC8



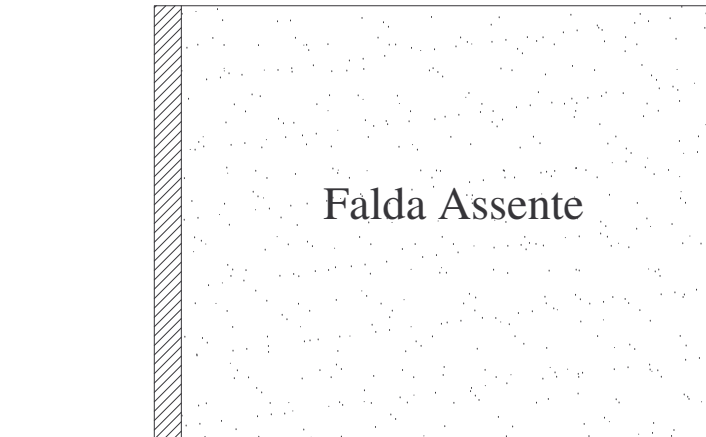
$$\gamma^* = \gamma$$

$$\tan \vartheta = \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

$$E_{wd} = 0$$

(Simonelli, 2004)

OPCM 3274



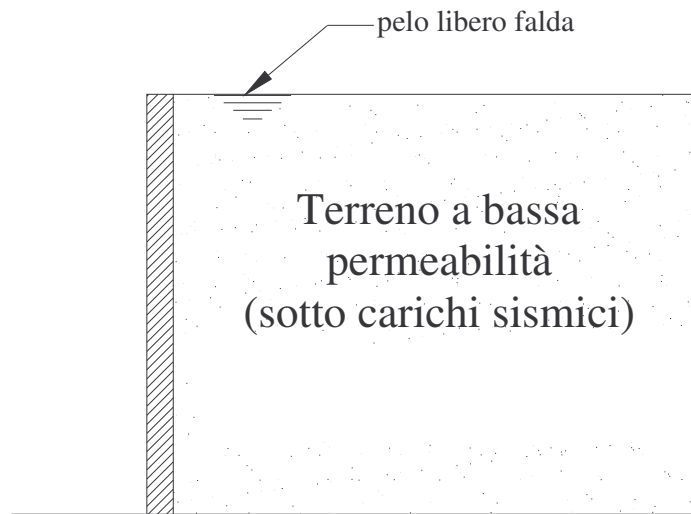
$$\gamma^* = \gamma$$

$$\tan \vartheta = \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

COEFFICIENTE DI SPINTA DEL TERRENO:

terreno impermeabile sotto carichi sismici al di sotto del livello di falda

EC8

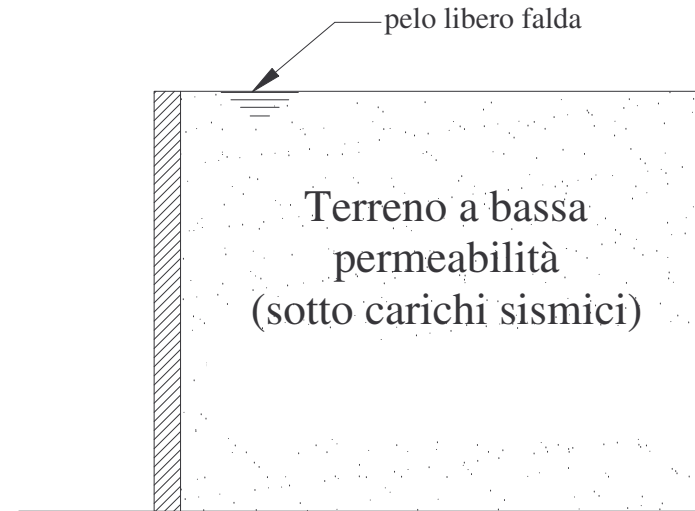


$$\gamma^* = \gamma - \gamma_w = \gamma'$$

$$\tan \vartheta = \frac{\gamma}{\gamma - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

$$E_{wd} = 0$$

OPCM 3274



$$\gamma^* = \gamma - \gamma_w = \gamma'$$

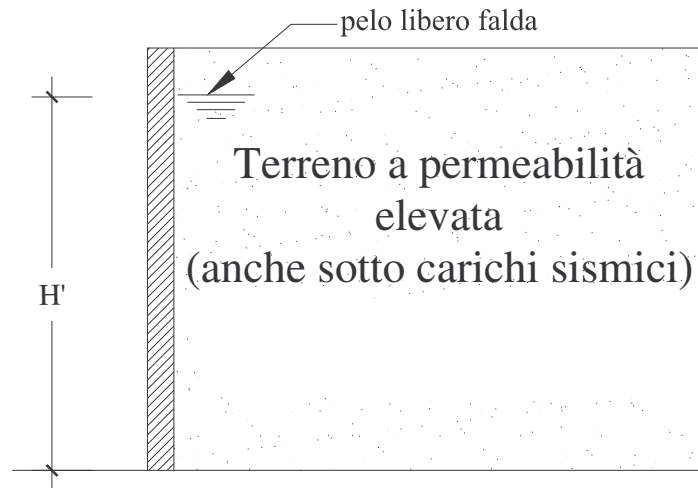
$$\tan \vartheta = \frac{\gamma}{\gamma - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

(Simonelli, 2004)

Attenzione : sempre comportamento drenato !!!

COEFFICIENTE DI SPINTA DEL TERRENO: terreno a permeabilità elevata anche sotto carichi sismici

EC8



$$\gamma^* = \gamma - \gamma_w = \gamma'$$

$$\tan \vartheta = \frac{\gamma_d}{\gamma - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

$$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \cdot \gamma_w \cdot H'^2$$

OPCM 3274

?

(Simonelli, 2004)

OPERE DI SOSTEGNO

4.5 Verifiche di resistenza e stabilità

4.5.1 Terreno di fondazione

Le fondazioni delle opere di sostegno devono soddisfare la verifica di stabilità generale di cui al punto 2.2, e le verifiche al collasso per slittamento e per rottura generale di cui al punto 3.3.1.

RIBALTAMENTO !

Le azioni di calcolo da considerare sono date dalla combinazione delle azioni gravitazionali permanenti agenti su di esse, dalla spinta orizzontale E_d esercitata dal terrapieno, e dalle azioni sismiche agenti direttamente sul muro.

EC8 - Pseudo-static analysis

ULS verifications

Design approaches with partial safety factors

Evaluation of the *Effect of Design Action* (E_d)

Evaluation of the *Design Resistance* (R_d)

$$E_d \leq R_d$$

$$E_d = \gamma_E E \left\{ \gamma_F F_{rep}; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right\} \quad R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left\{ \gamma_F F_{rep}; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right\}$$

Failure mechanisms: *overall stability*

local soil failure (sliding and bearing capacity)

OPERE DI SOSTEGNO

4.5.2 Sistema di ancoraggio

Il sistema di ancoraggio (composto da tiranti e piastre di ancoraggio) di muri di sostegno e di palancole deve avere resistenza e lunghezza sufficienti da assicurare l'equilibrio del volume critico di terreno in presenza dell'azione sismica, e possedere nello stesso tempo una sufficiente capacità di adattamento alle deformazioni sismiche del terreno.

Si deve in ogni caso assicurare che il terreno conservi la resistenza necessaria per svolgere la funzione di ancoraggio durante il terremoto di progetto e, in particolare, non si avvicini alla condizione di liquefazione.

La distanza L_e della piastra di ancoraggio dal muro deve superare la distanza L_s richiesta per i carichi statici.

Tale distanza può essere valutata in base all'espressione seguente:

$$L_e = L_s (1 + 1,5 S a_g) \quad (16)$$

OPERE DI SOSTEGNO

4.5.3 Resistenza della struttura

Si dovrà dimostrare che, in presenza dell'azione sismica combinata con gli altri carichi possibili, è garantito l'equilibrio senza superare la resistenza di calcolo del muro e degli altri elementi strutturali.

Tutti gli elementi strutturali devono verificare la condizione:

$$R_d > S_d$$

(17)

nella quale R_d è la resistenza di calcolo dell'elemento, valutata come per le condizioni non sismiche, ed S_d è la sollecitazione di calcolo, valutata secondo i procedimenti descritti al punto 4.

4. OPERE DI SOSTEGNO

CONCLUSIONI

*Sia per la **valutazione della spinta** e sia per il **progetto delle opere di sostegno** la nuova Normativa contempla l'adozione di **approcci “moderni”** che possono implementare caratterizzazioni più sofisticate dell'input sismico
(Simonelli, 2004)*

*Prevede però ampiamente il ricorso al **classico metodo pseudo-statico** trattato in maniera estensiva e certamente più dettagliata del D.M. 1996*

*Secondo tale metodo, però,
le azioni risultano decisamente più gravose,
ed i risultati che si ottengono sono evidentemente “drammatici”*

Ultima pausa (?)...

prima del finale !!!

SPINTA DEI TERRENI IN CONDIZIONI SISMICHE:

4bis. APPLICAZIONE DELL'EC8 E DELL'OPCM 3274 PER IL MURO DI SOSTEGNO

*Confronto con i risultati ottenuti
dall'applicazione della normativa italiana
codificata col D.M. 16.1.1996.*

**EUROCODICE 8: valutazione delle azioni sismiche al suolo ed effetti
sulla spinta dei terreni**

A.L. Simonelli - Rivista Italiana di Geotecnica, ???

*Risultati del confronto fra
OPCM e progetto “vecchio”*

- *utilizzando i DA dell'Eurocodice*
- *utilizzando i metodi del D.M. 16-1-96*

Application of EC8 in Italy - Pseudo-static analysis

What happens to existing walls if we apply EC8 ?

1st step

Design of walls according to D.M. 96, for the 4 seismic categories (*Reference walls*)

D.M. 96	design
I cat	Wall 1
II cat	Wall 2
III cat	Wall 3
n.c.	Wall 4



Kobe Earthquake, 1995
(M = 6.7)

2nd step

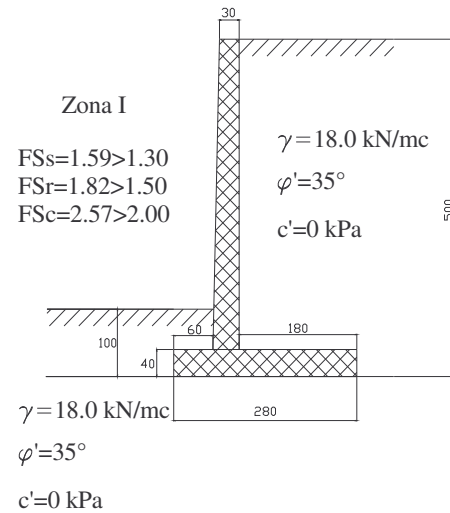
Verification of Walls 1 ÷ 4 by EC8, utilizing PGA by the recent Italian seismic zonation (2003)

EC8 verification	
Wall 1	Zone 1
Wall 2	Zone 2
Wall 3	Zone 3
Wall 4	Zone 4

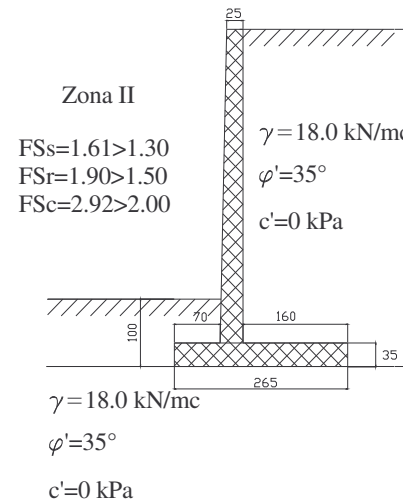
Application of EC8 in Italy - Pseudo-static analysis

Reference Walls (D.M. 96)

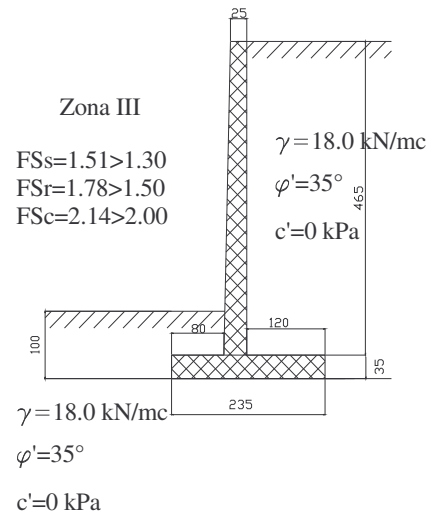
Wall 1



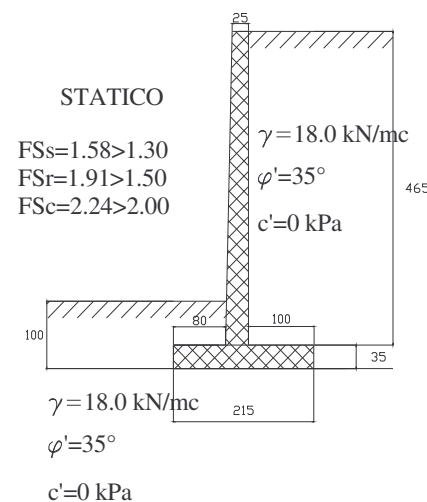
Wall 2



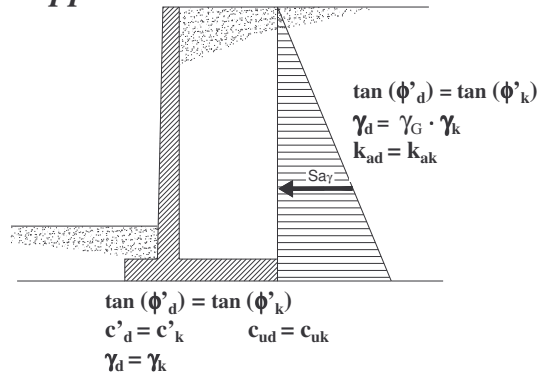
Wall 3



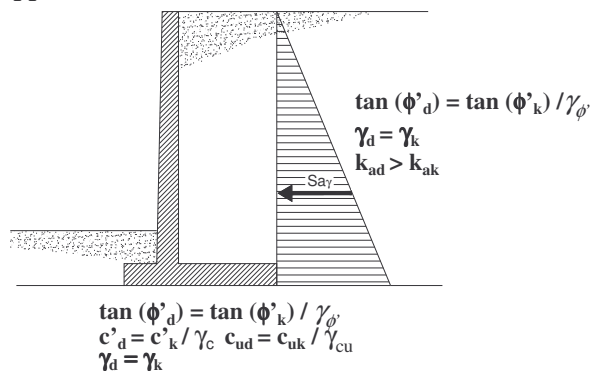
Wall 4



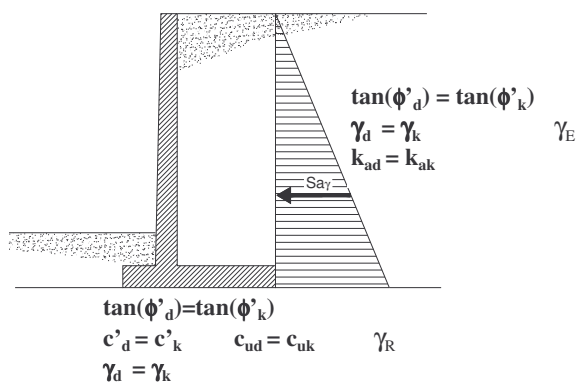
Approccio DA1C1



Approccio DA1C2≡DA3 (per il caso in esame)



Approccio DA2



APPROCCI DI PROGETTO (DA) SECONDO L'EC7

- I coefficienti parziali sono applicati direttamente alle azioni o agli effetti delle azioni, ed alle singole resistenze od alla resistenza globale.
- Per le **caratteristiche dei terreni**, i coefficienti parziali si applicano ai valori caratteristici dei parametri (contrassegnati col pedice “_k”), per determinare i corrispondenti valori di progetto (contrassegnati col pedice “_d”)
- La verifica impone semplicemente che sia soddisfatta la disuguaglianza:

$$R_d \geq E_d$$

EC8 - Analisi Pseudo-statica

Formula di Mononobe e Okabe

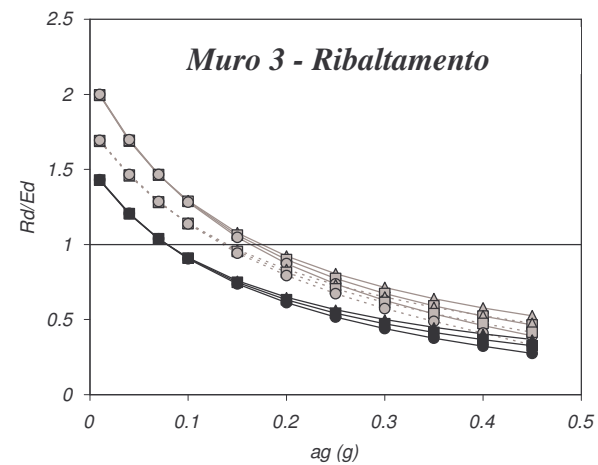
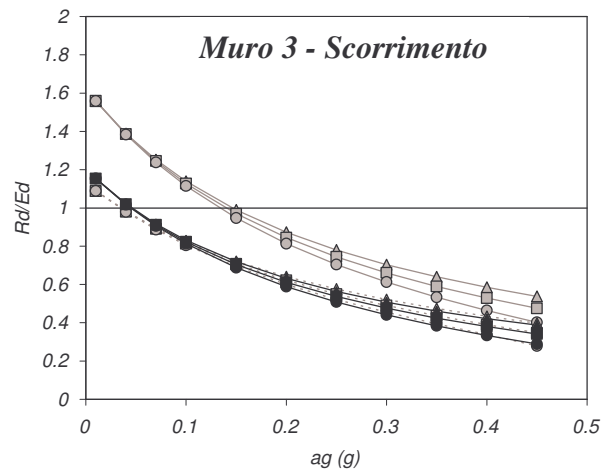
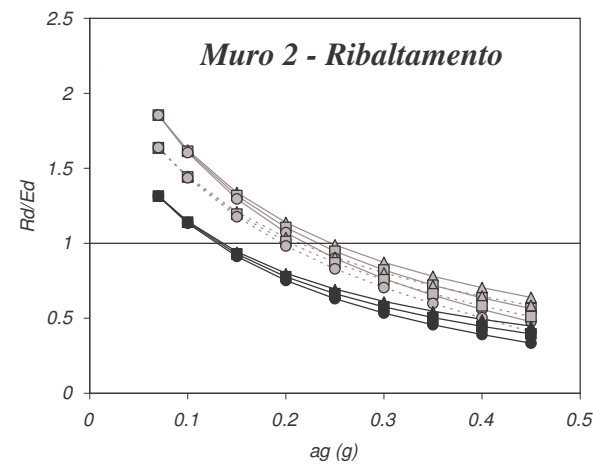
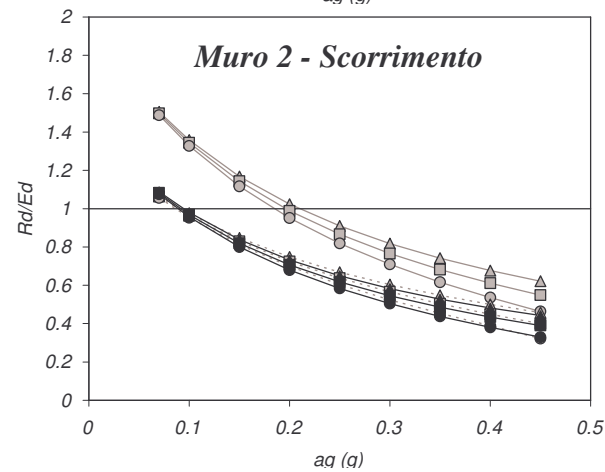
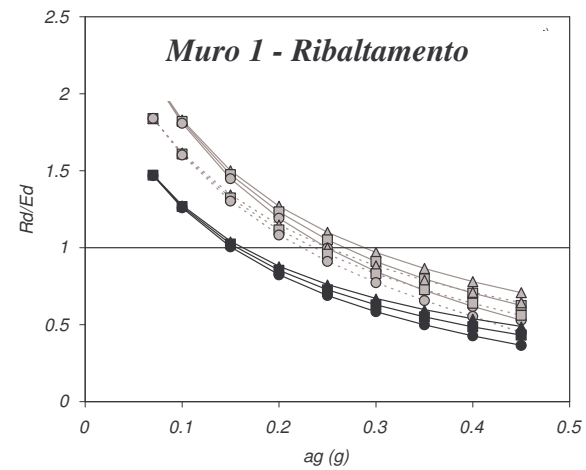
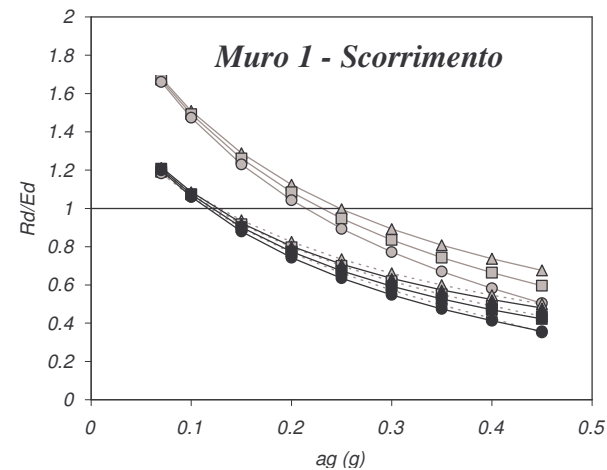
Attenzione !!!

*I coefficienti sismici **Kh** e **Kv**
sono funzione della **pericolosità sismica** :*

*secondo il **D.M. 96** essi dipendono dal
Grado di Sismicità e dal **coefficiente sismico C***

*secondo l' **EC8** essi dipendono dalla
massima accelerazione attesa al suolo (PGA)*

(Simonelli, 2004)



**Risultati delle verifiche
pseudostatiche a
scorrimento e
ribaltamento per i muri
1, 2 e 3.**

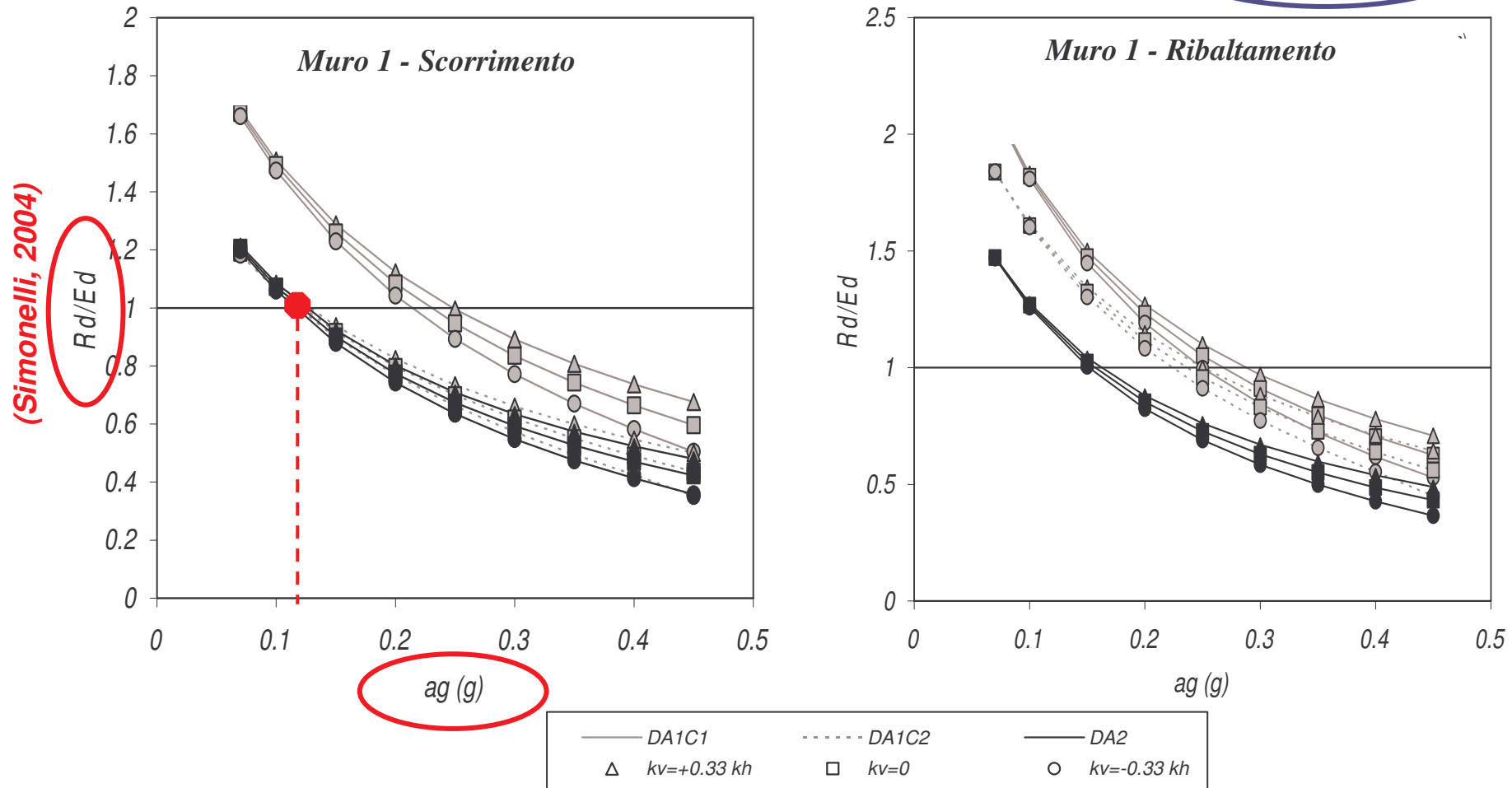


ZOOM

— DA1C1 - - - - - DA1C2 — DA2
 Δ $k_v=+0.33 kh$ \square $k_v=0$ \circ $k_v=-0.33 kh$

RISULTATI DELLE VERIFICHE PSEUDOSTATICHE A SCORRIMENTO E RIBALTAMENTO

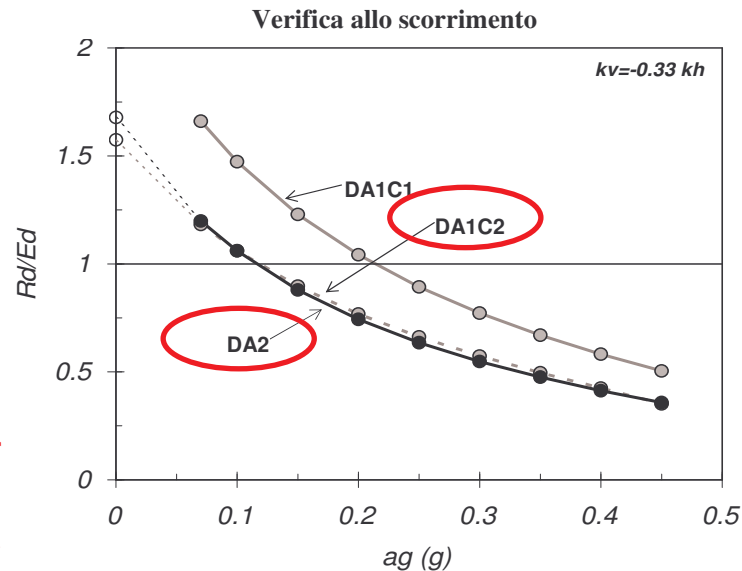
MURO 1



Il punto “critico” di ciascuna curva è rappresentato dalla sua intersezione con l’asse orizzontale per $R_d/E_d=1$

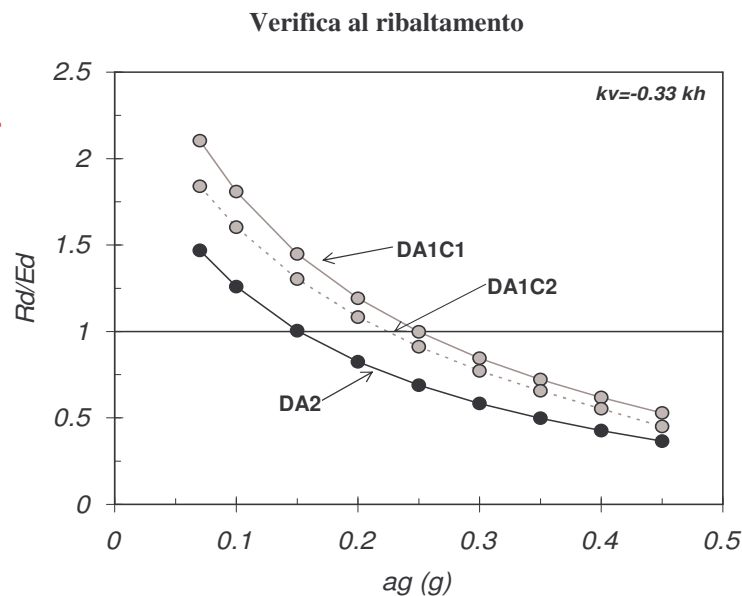
EFFETTO del *DESIGN APPROACH* (DA)

(Simonelli, 2004)



Per il **meccanismo di scorrimento** si ha una sostanziale coincidenza dei risultati ottenuti mediante gli approcci DA1C2 e DA2.

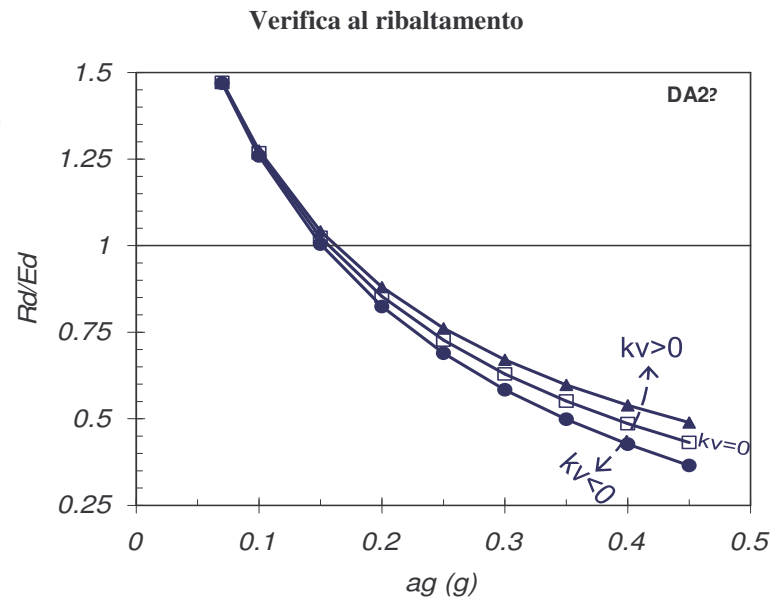
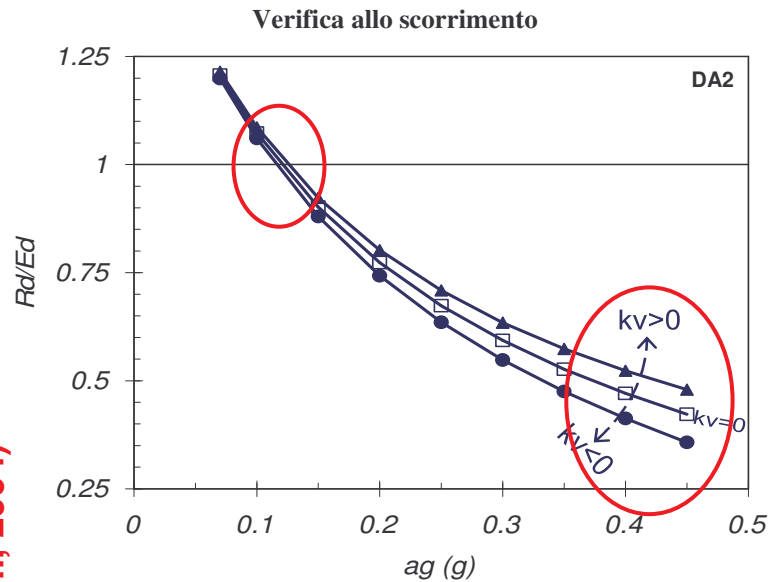
Meno gravose sono le verifiche effettuate mediante l'approccio DA1C1



Per il **meccanismo di ribaltamento** le verifiche condotte con l'approccio DA2 risultano sempre quelle più gravose

EFFETTO dell'ACCELERAZIONE VERTICALE

(Simonelli, 2004)

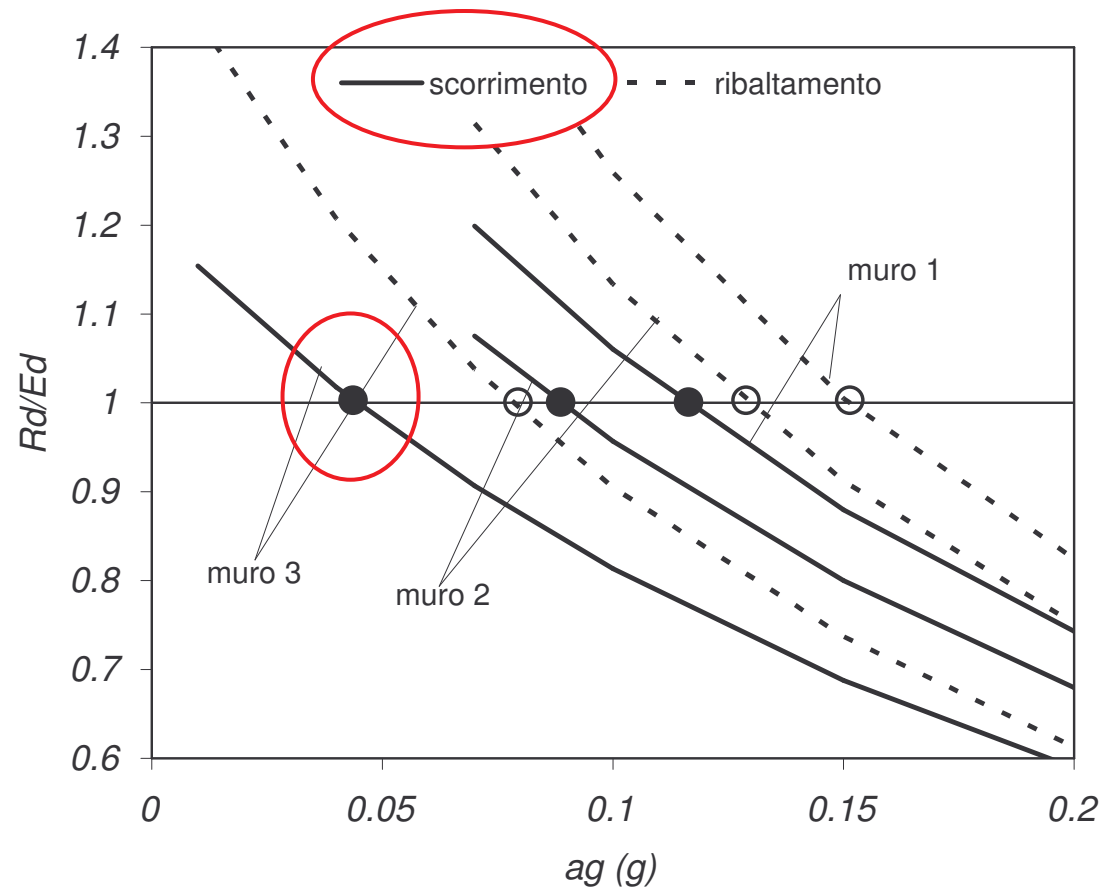


➤ L'effetto di k_v è analogo per i due diversi meccanismi di collasso

➤ In zone a sismicità elevata il contributo della componente verticale dell'accelerazione produce effetti apprezzabili

➤ In zone a bassa sismicità l'effetto dell'accelerazione verticale è praticamente irrilevante

VERIFICHE PSEUDOSTATICHE A SCORRIMENTO ED A RIBALTAMENTO

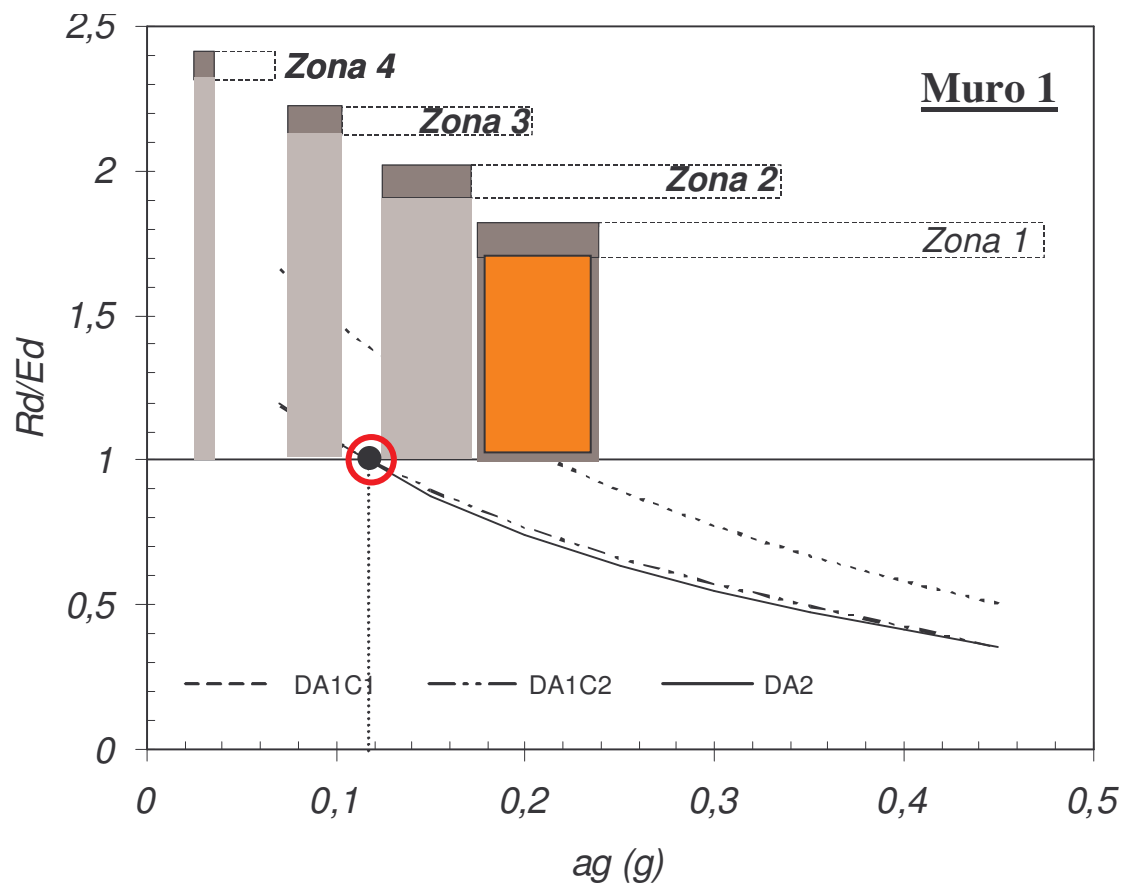


(Simonelli, 2004)

Confronto per l'individuazione della condizione vincolante
(*scorrimento*)

MURI PROGETTATI PER LE 3 CATEGORIE SISMICHE DEL D.M.16.1.96

MURO 1

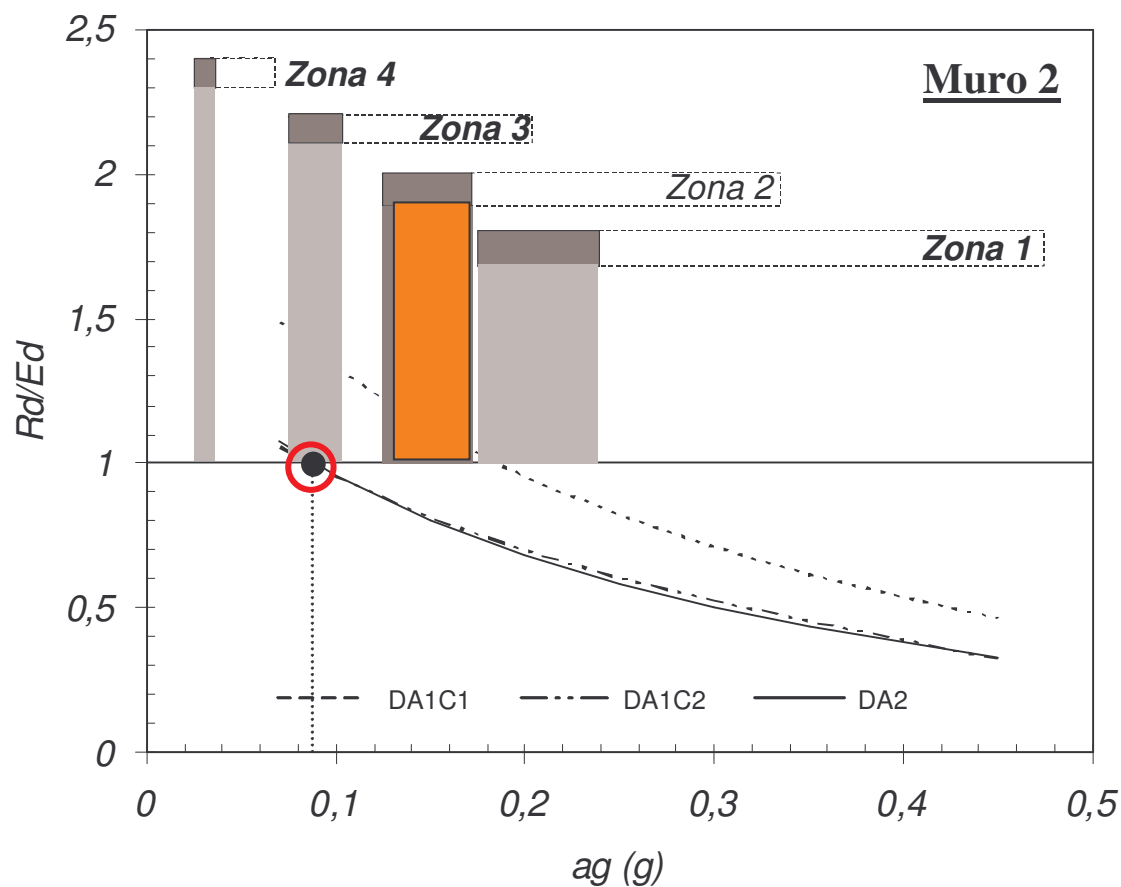


(Simonelli, 2004)

Verifiche pseudostatiche secondo l'EC8 e confronto con le accelerazioni al suolo delle 4 zone sismiche dell'OPCM 3274 del marzo 2003

MURI PROGETTATI PER LE 3 CATEGORIE SISMICHE DEL D.M.16.1.96

MURO 2

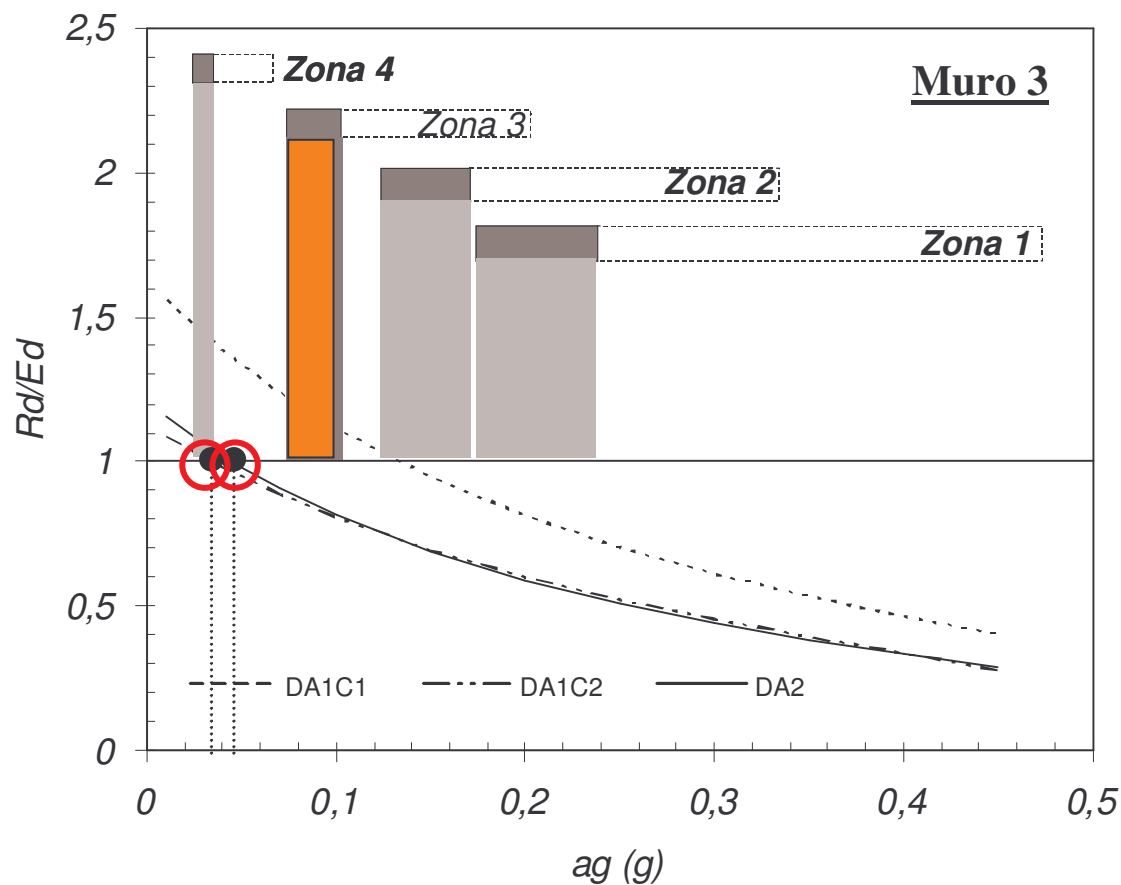


(Simonelli, 2004)

Verifiche pseudostatiche secondo l'EC8 e confronto con le accelerazioni al suolo delle 4 zone sismiche dell'OPCM 3274 del marzo 2003

MURI PROGETTATI PER LE 3 CATEGORIE SISMICHE DEL D.M.16.1.96

MURO 3



(Simonelli, 2004)

Verifiche pseudostatiche secondo l'EC8 e confronto con le accelerazioni al suolo delle 4 zone sismiche dell'OPCM 3274 del marzo 2003

*Risultati del confronto fra
OPCM e progetto “vecchio”*

- *utilizzando i DA dell'Eurocodice*
- *utilizzando i metodi del D.M. 16-1-96*

Confronto fra OPCM e progetto “vecchio” utilizzando i metodi del D.M. 16-1-96

(Simonelli, 2004)

MURO 1	Zona 1	
	a_{min} 0.175 g	a_{max} 0.473 g
FS _{sc}	1.24	0.60
FS _{rib}	1.31	0.55
FS _{qlim}	0.78	-

MURO 3	Zona 3	
	a_{min} 0.075 g	a_{max} 0.203 g
FS _{sc}	1.33	0.90
FS _{rib}	1.47	0.87
FS _{qlim}	1.16	-

MURO 2	Zona 2	
	a_{min} 0.125 g	a_{max} 0.338 g
FS _{sc}	1.33	0.74
FS _{rib}	1.46	0.71
FS _{qlim}	1.29	-

MURO 3	Zona 4	
	a_{min} 0.025 g	a_{max} 0.068 g
FS _{sc}	1.61	1.36
FS _{rib}	1.95	1.52
FS _{qlim}	2.66	1.34

Analisi Pseudo-statica : Conclusioni

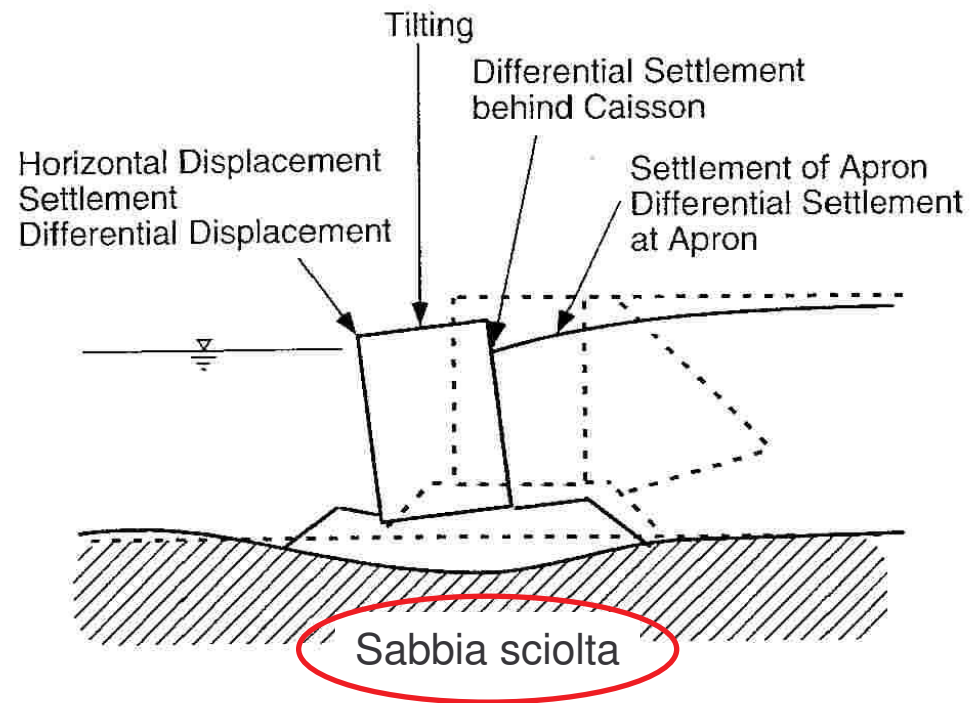
- ❖ I Muri progettati secondo la Normativa tradizionale non sono verificati sotto le azioni sismiche dell' EC8 + OPCM 3274

Il quesito è:

***il D.M. 16.1.96 sottostima le azioni sismiche
o
il progetto dell' OPCM3274 è eccessivamente cautelativo?***

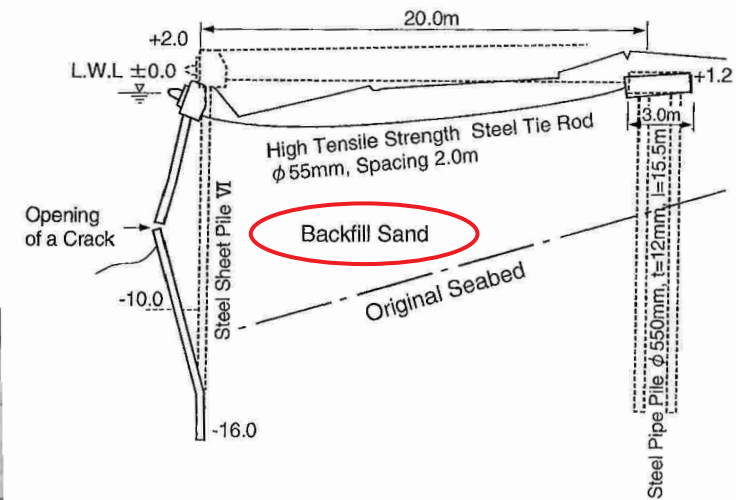
- ❖ L'esperienza dei danni indotti dai terremoti passati indica che i muri “tradizionali” si sono comportati alquanto bene

Kobe earthquake : failure caused by liquefaction



Caisson wall at Kobe Port , 1995 (PIANC, 2001)

Kobe earthquake : failure caused by liquefaction



Sheet-pile wall at Akita Port (PIANC, 2001)

Analisi Pseudo-statica : Conclusioni

- ❖ I Muri progettati secondo la Normativa tradizionale non sono verificati sotto le azioni sismiche dell' EC8 + OPCM 3274

Il quesito è:

***il D.M. 16.1.96 sottostima le azioni sismiche
o
il progetto dell' OPCM3274 è eccessivamente cautelativo?***

- ❖ L'esperienza dei danni indotti dai terremoti passati indica che i muri “tradizionali” si sono comportati alquanto bene
- ❖ **Per rispondere al quesito, abbiamo deciso di ricorrere a metodi di analisi più avanzati, in accordo con l' OPCM (EC8)**

OPCM3274 (ed EC8)

METODI DI ANALISI

... qualunque metodo consolidato della dinamica strutturale e dei terreni ...

- Metodi d'avanguardia
- Performance based design: analisi degli spostamenti
- Modello di Newmark

OPCM 3274 (EC8-5) - Analisi degli spostamenti

Analisi degli spostamenti per il “*performance based design*”

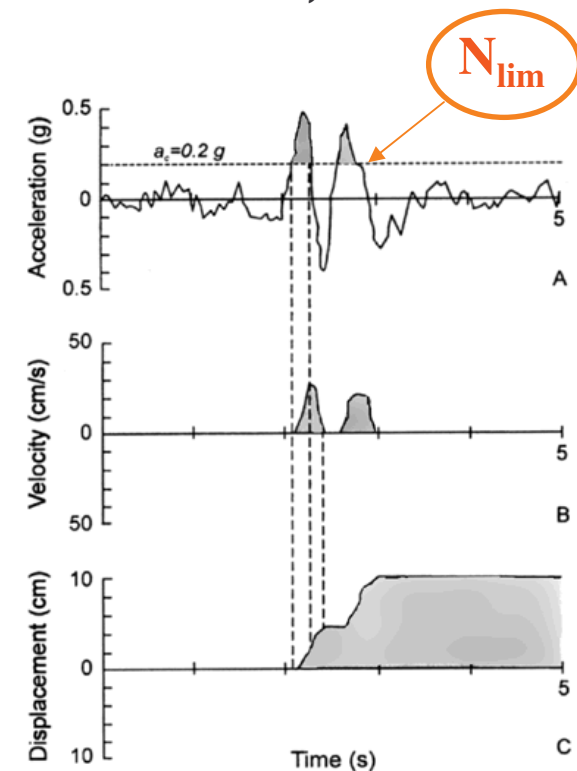
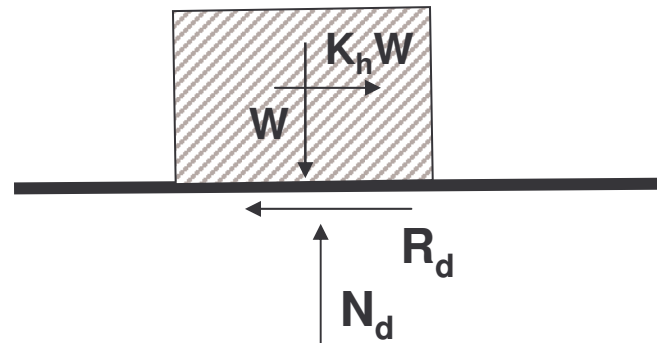
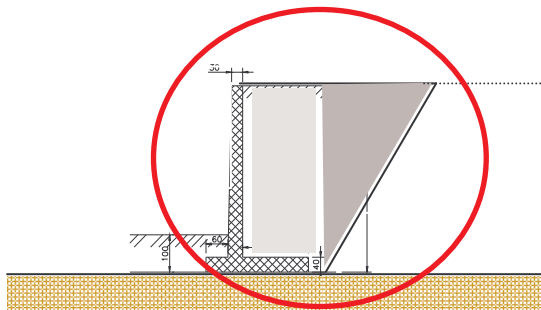
- ✓ Input sismico : elaborazione di accelerogrammi Italiani
(*componenti sia orizzontali sia verticali*)
- ✓ Metodo d'analisi di Zarrabi (*derivato dal modello di Newmark*)
- ✓ Performance based design e confronto con i muri “tradizionali”
(*Muri 1, 2, 3 e 4*)

Newmark (1965) - Blocco rigido scorrevole su di un piano orizzontale

Legame **rigido – plastico** all'interfaccia blocco-piano

Lo scorrimento parte ogni qualvolta viene superato un **valore di accelerazione di soglia** (threshold acceleration)

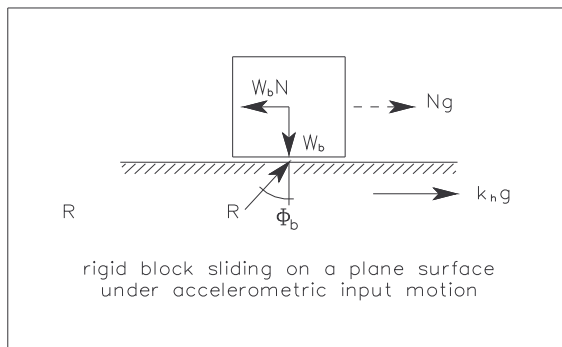
Lo **spostamento relativo** è calcolato mediante la doppia integrazione dell'accelerazione relativa (fino a che lo spostamento relativo si annulla)



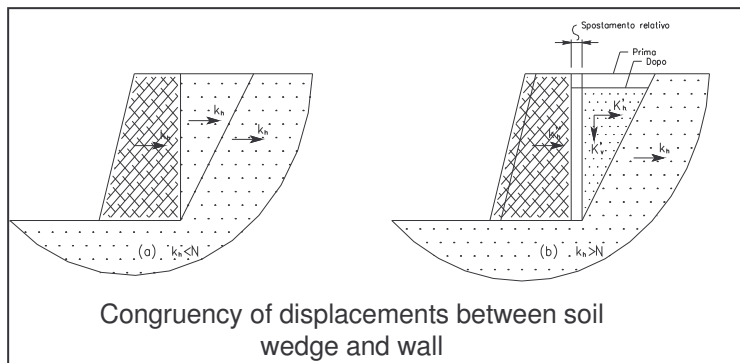
(*) *validato sperimentalmente con prove su prototipi di muro, mediante tavola vibrante (Simonelli et al., 1998, 2000)*

OPCM 3274 (EC8-5) - Analisi degli spostamenti

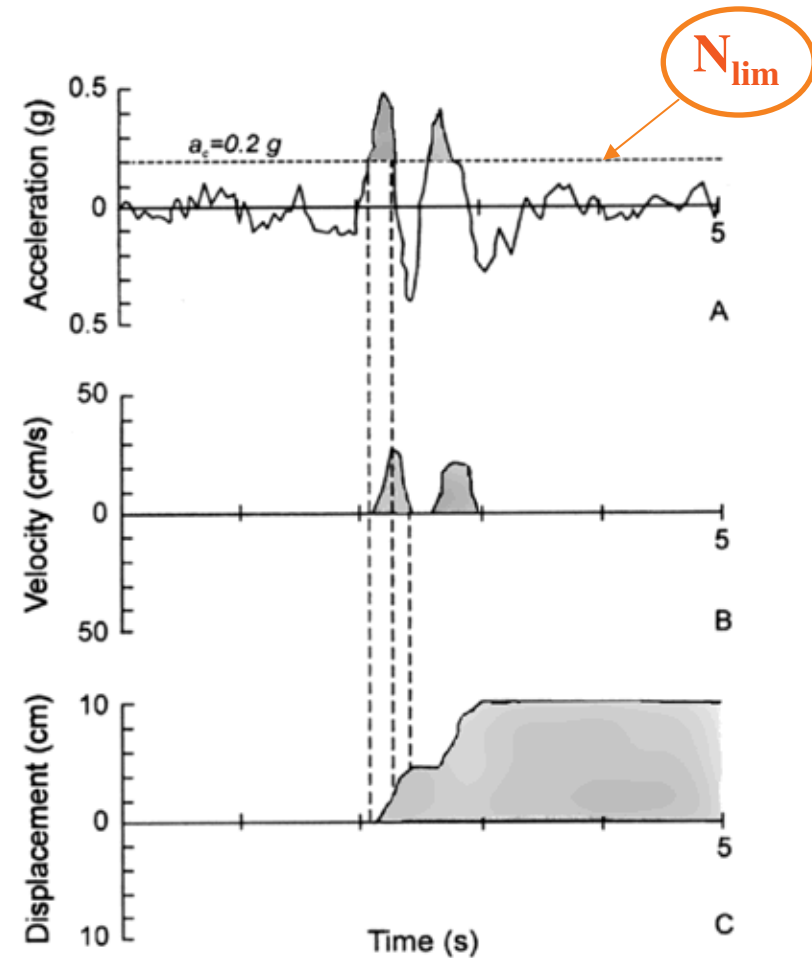
Main features of displacement analysis method



Newmark model (1965)

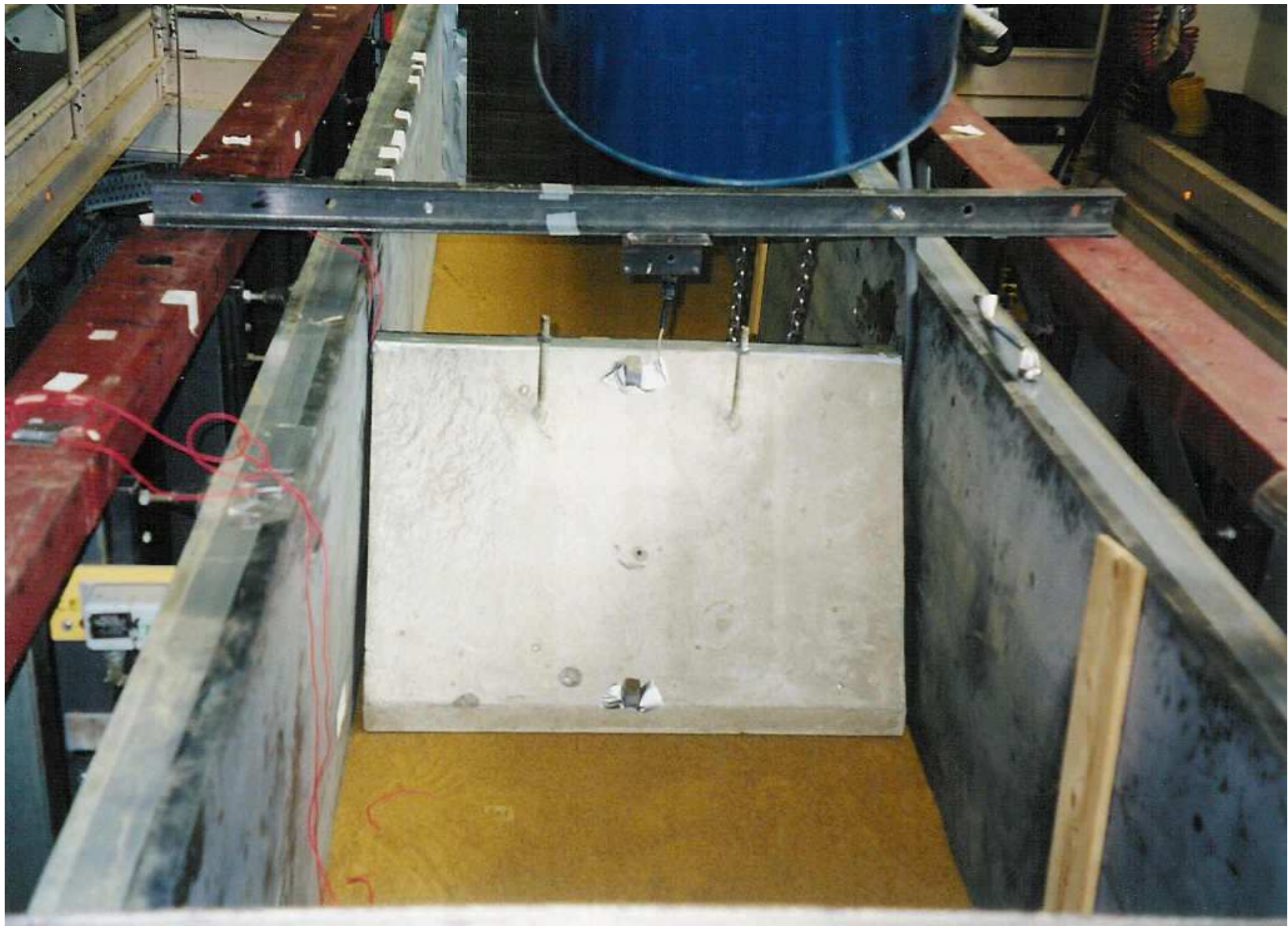


Zarrabi (1979) (*)



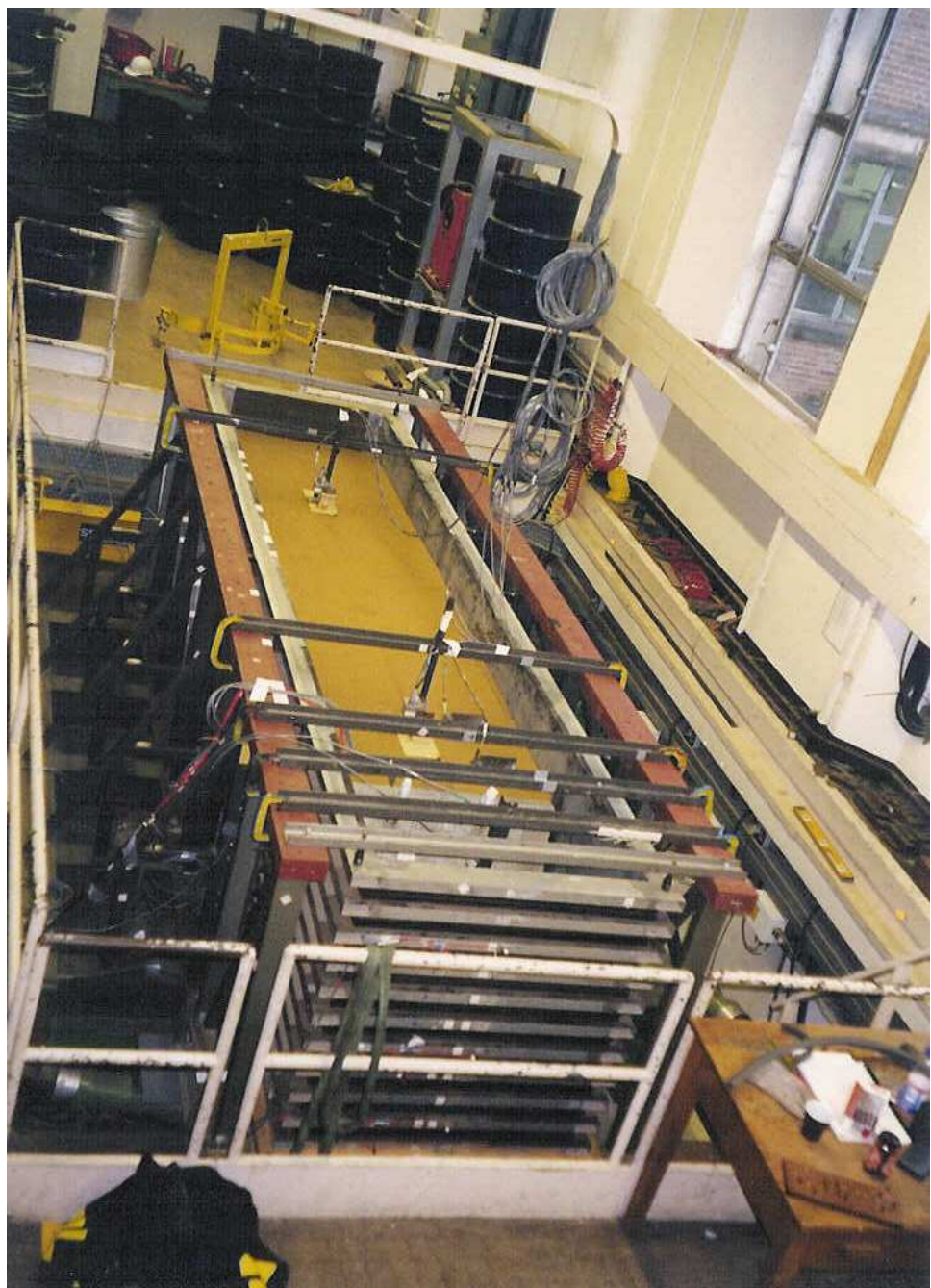
(*) validated by shaking table tests on a wall prototype (Simonelli et al., 1998, 2000)



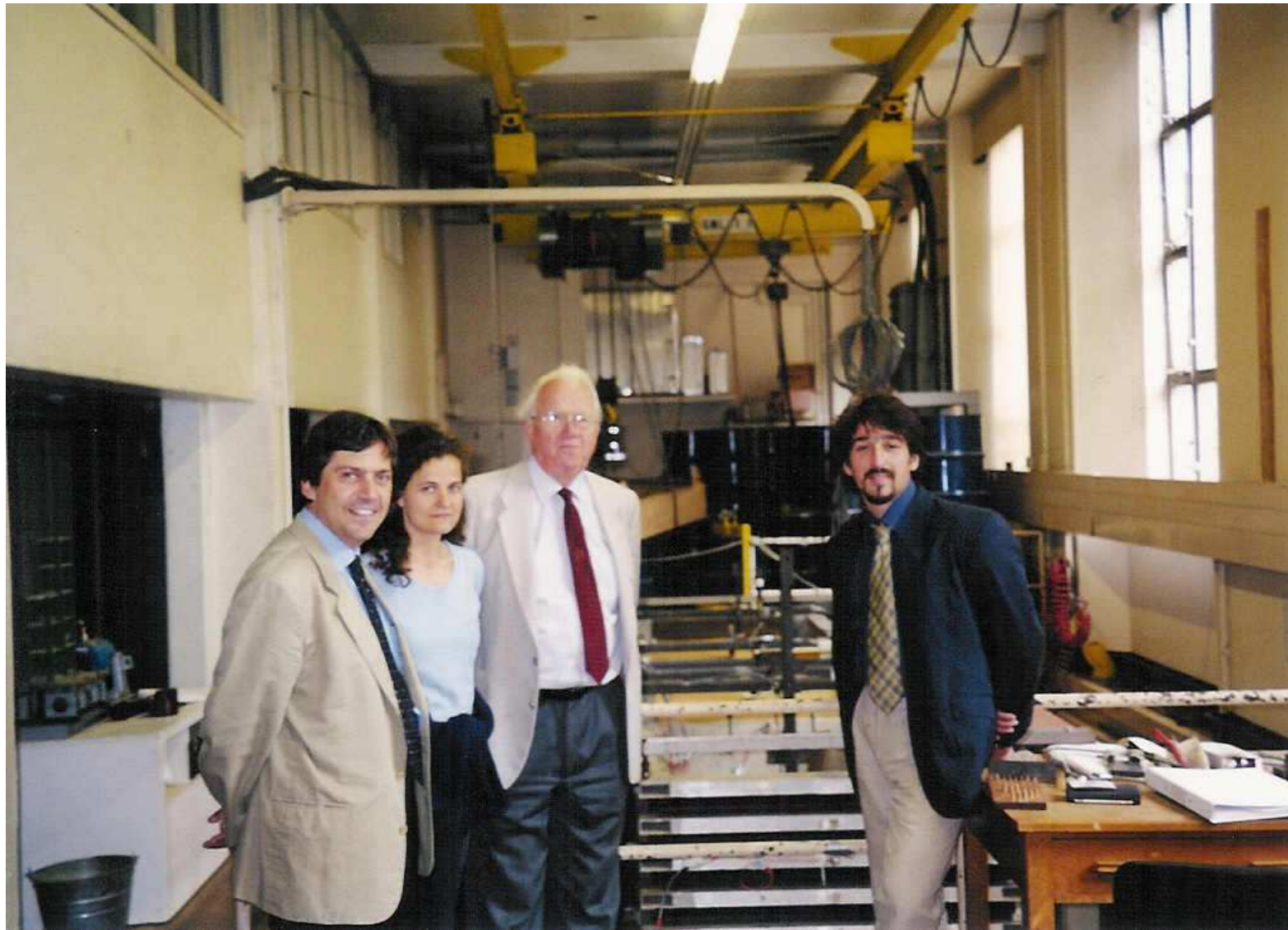






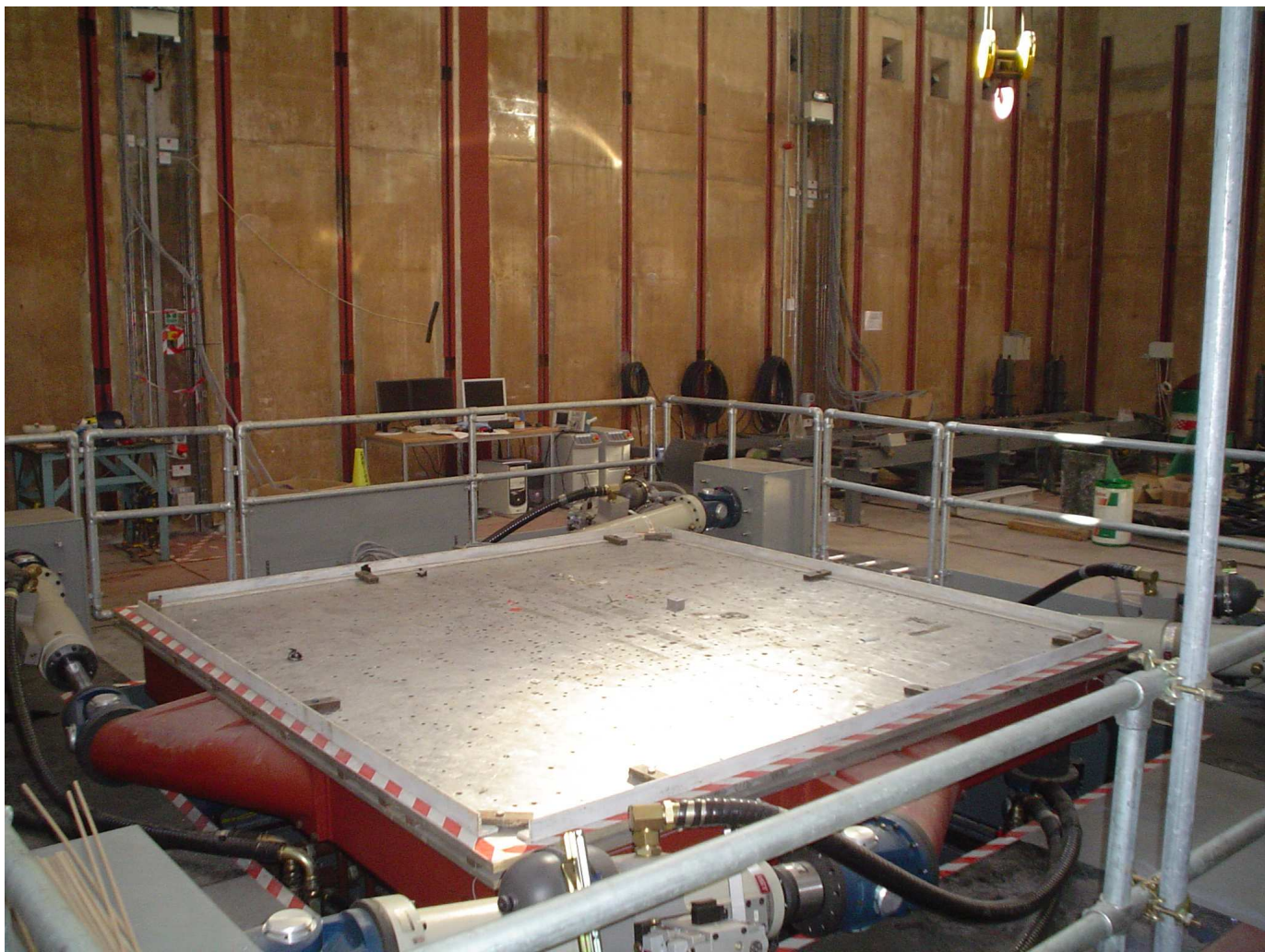
















OPCM 3274 (EC8-5) - Analisi degli spostamenti

Seismic input : elaboration of Italian accelerometric data
(both horizontal and vertical component)

Italian strong ground motion recordings

IRPINIA Earthquake (1980)

Bagnoli Irpino

Brienza

Calitri

Sturno

Mercato S. Severino

Torre del Greco

FRIULI Earthquake (1976)

Tolmezzo

Forgaria Cornino

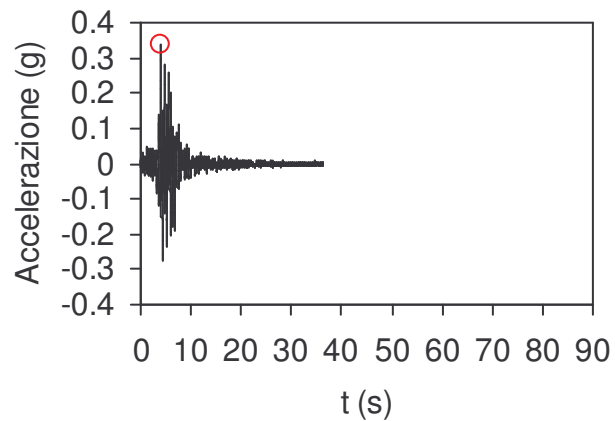
Elaborated for
the 12 different sites'
ground acceleration values

$$a_g \cdot S$$

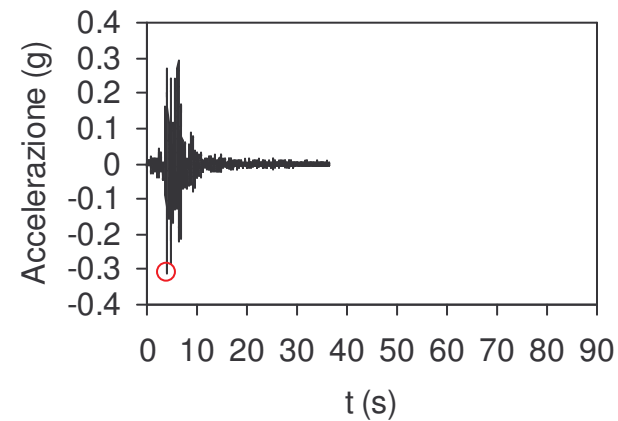
OPCM 3274 (EC8-5) - Analisi degli spostamenti

Adopted Accelerograms (Friuli, 1976)

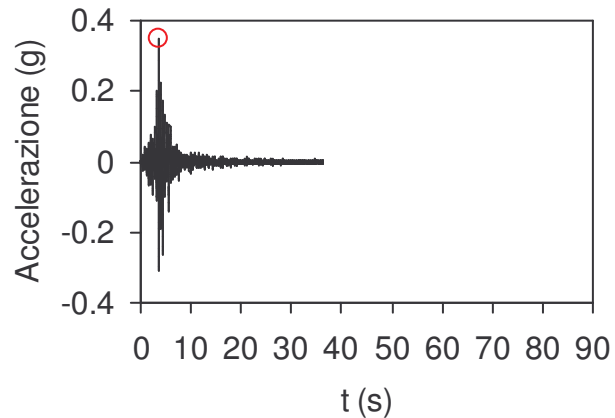
Tolmezzo NS



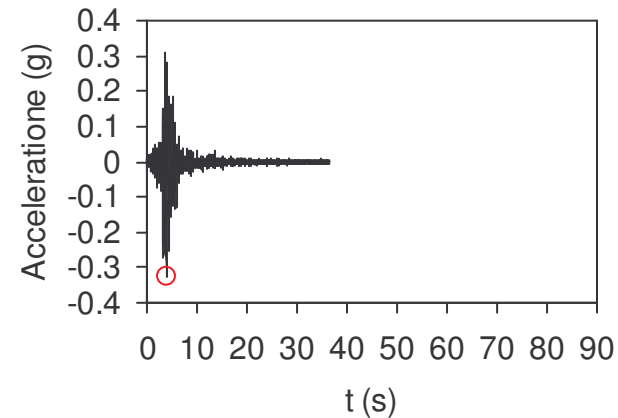
Tolmezzo WE



Forgaria Cornino NS



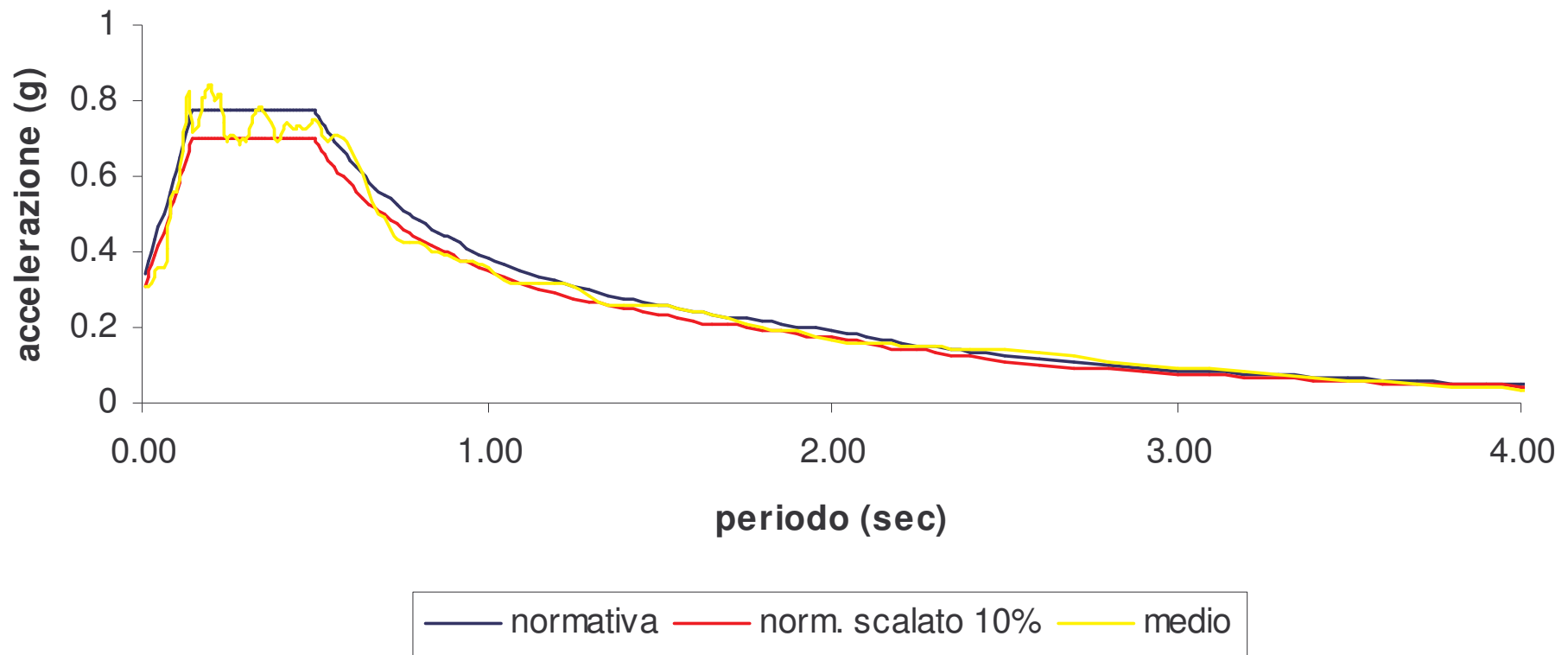
Forgaria Cornino WE



OPCM 3274 (EC8-5) - Analisi degli spostamenti

Verification of spectra coherency to normative spectra

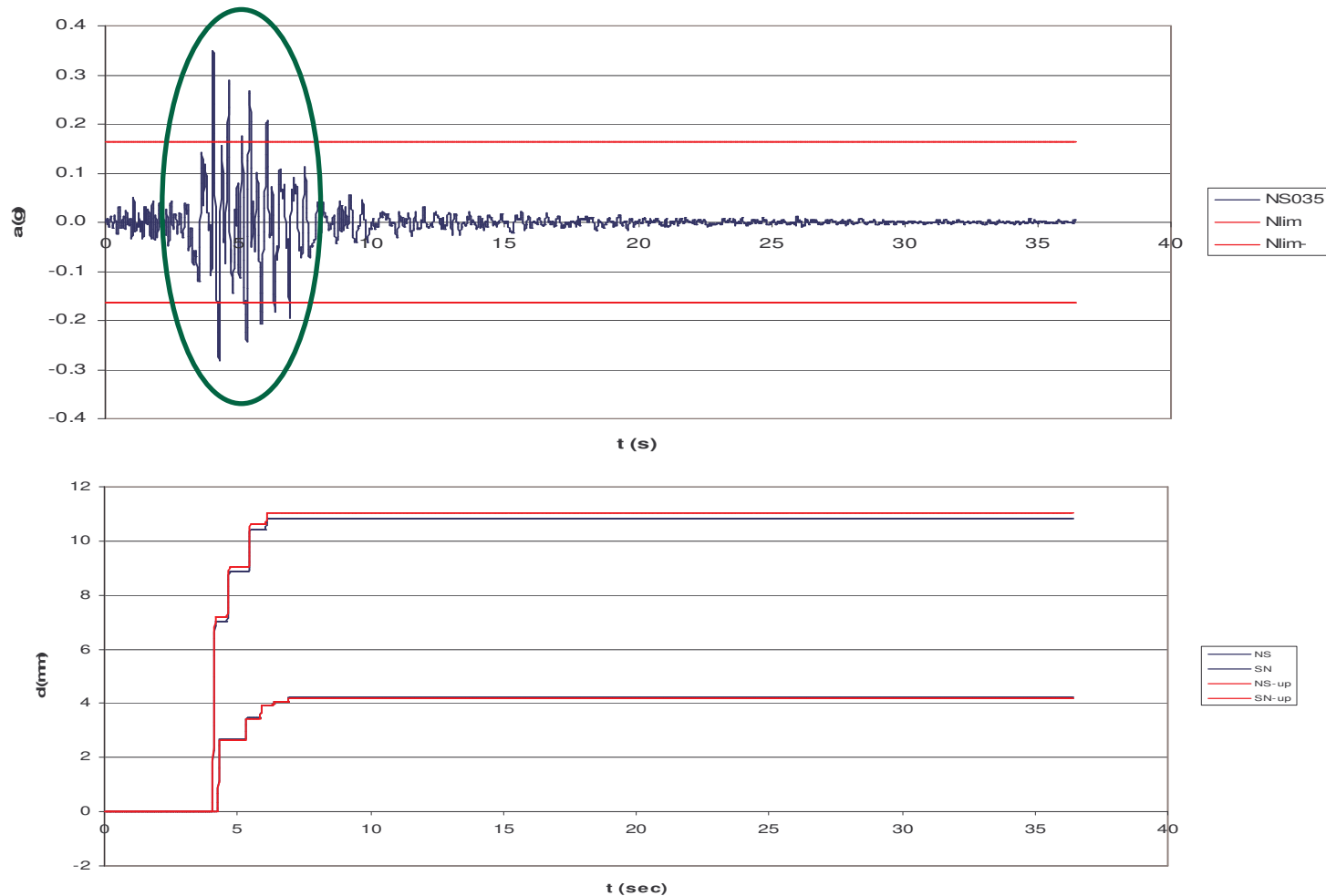
Spettro di risposta WE ZONA 2 SITO B



OPCM 3274 (EC8-5) - Risultati dell'analisi degli spostamenti

Example : Zone 1 - Site A

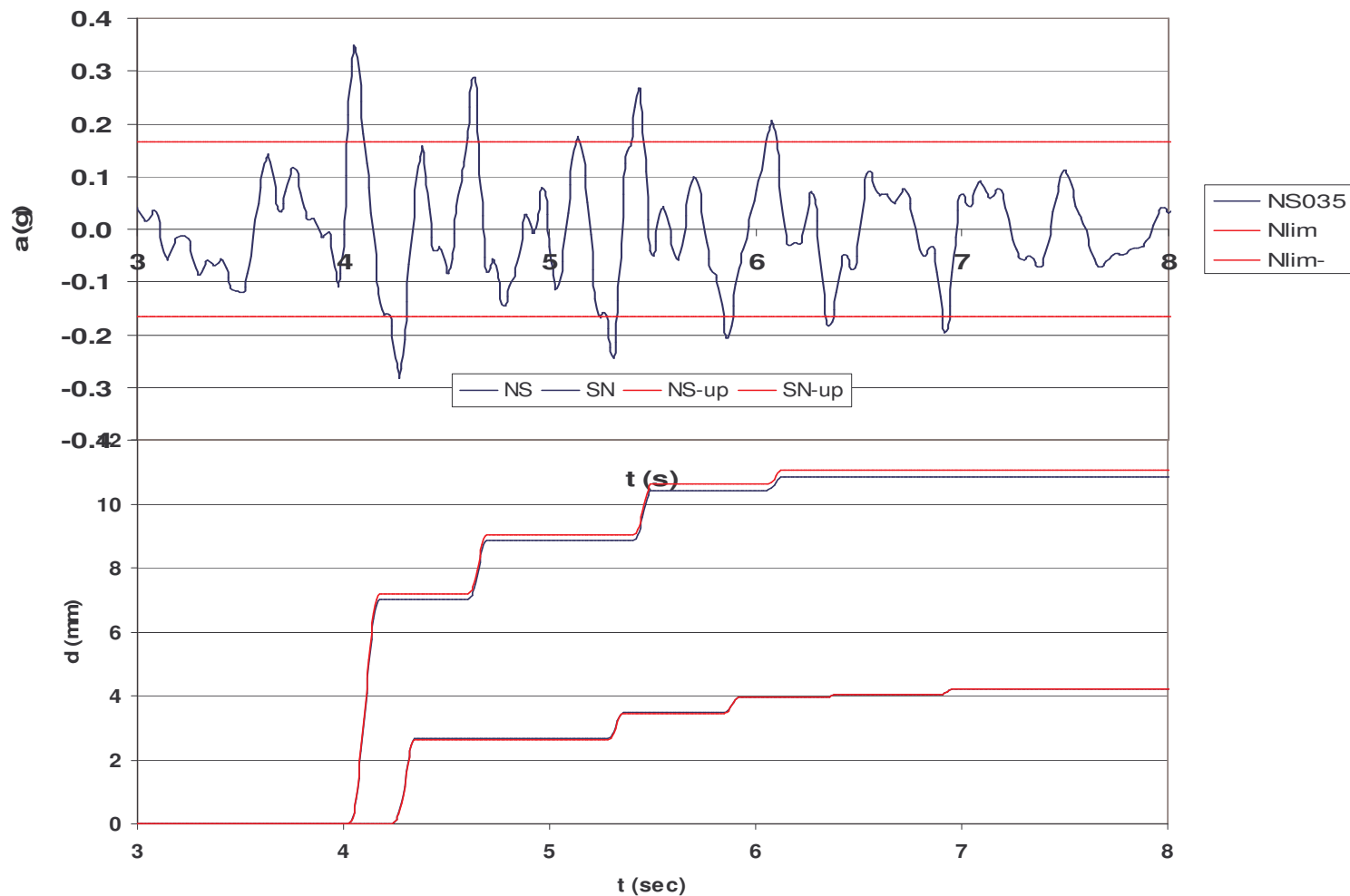
Tolmezzo NS accelerogram : **Wall 3** displacements



OPCM 3274 (EC8-5) - Risultati dell'analisi degli spostamenti

Example : Zone 1 - Site A

Tolmezzo NS accelerogram : **Wall 3** displacements



OPCM 3274 (EC8-5) - Risultati dell'analisi degli spostamenti

Example : Zone 1 : **Wall 1** displacements

Zone 2 : **Wall 2** displacements

Zone 1		PSF	ag (g)	Displacement D (cm)		
N _{lim} =0.250 g	D.M. 16.1.96	OPCM 3274		Tolmezzo	Forgaria	Sturno
		1.21	0.35	0.57	0.22	1.46
	1.59	1.12	0.44	2.38	1.13	4.25
		1.03	0.47	3.86	1.69	5.93
Zone 2		PSF	ag (g)	Displacements D (cm)		
N _{lim} =0.219 g	D.M. 16.1.96	OPCM 3274		Calitri	Brienza	Bagnoli I.
		1.42	0.25	0.1	0.02	0.03
	1.61	1.25	0.31	1.68	0.15	0.62
		1.19	0.34	3.16	0.26	1.24

- ❖ Displacements are generally small and “acceptable”
- ❖ Walls designed according D.M. 96 seem to work well

OPCM 3274 (EC8-5) - Risultati dell'analisi degli spostamenti

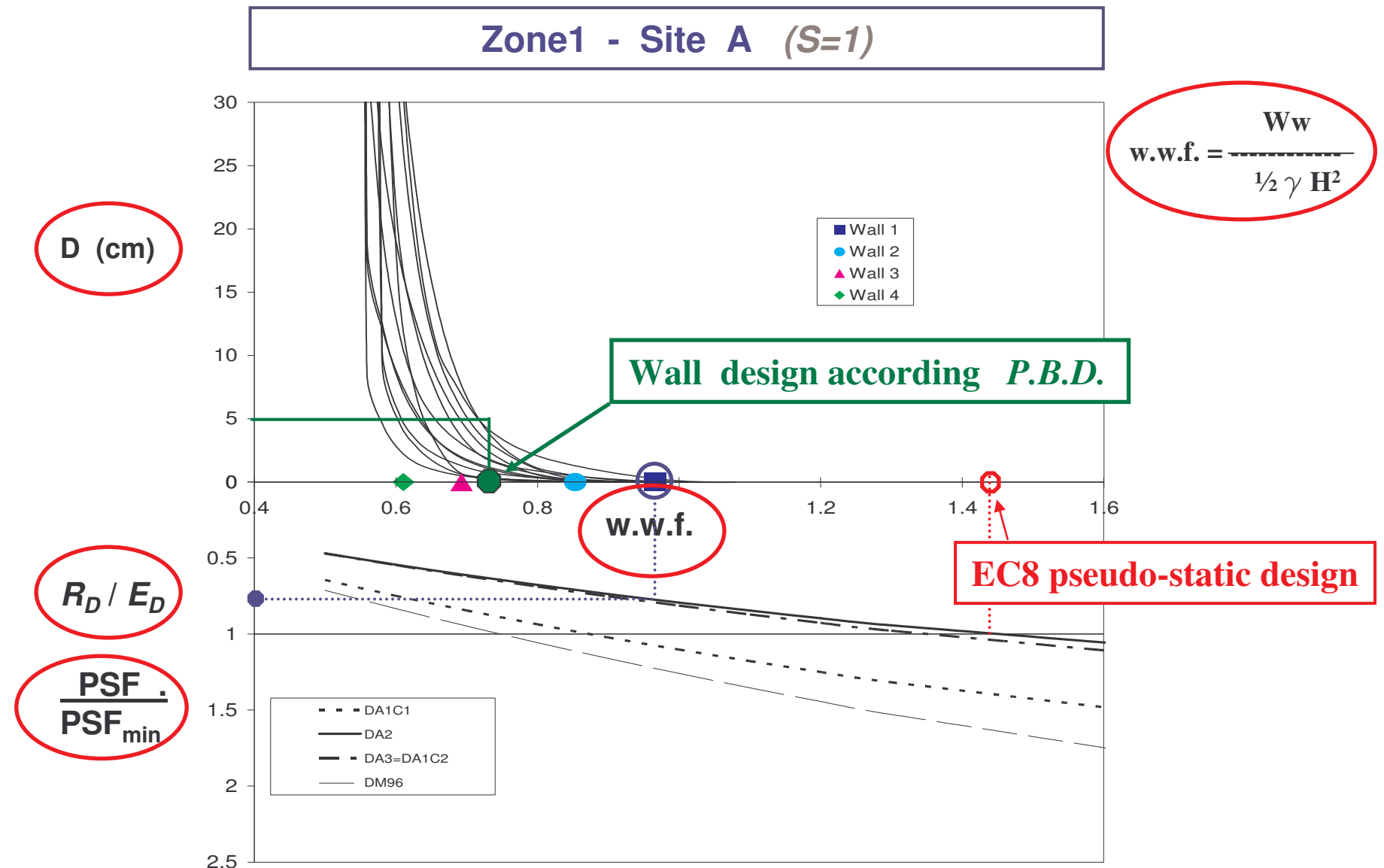
Example : Zone 1 : **Wall 1** displacements
Zone 2 : **Wall 2** displacements

EUROCODE 8: retaining wall design based on pseudo-static approach and displacement analysis

A.L. Simonelli & A. Lafratta - Proc. of EC7 Workshop, ERTC10, on the "Evaluation of Eurocode 7, Dublin 2005

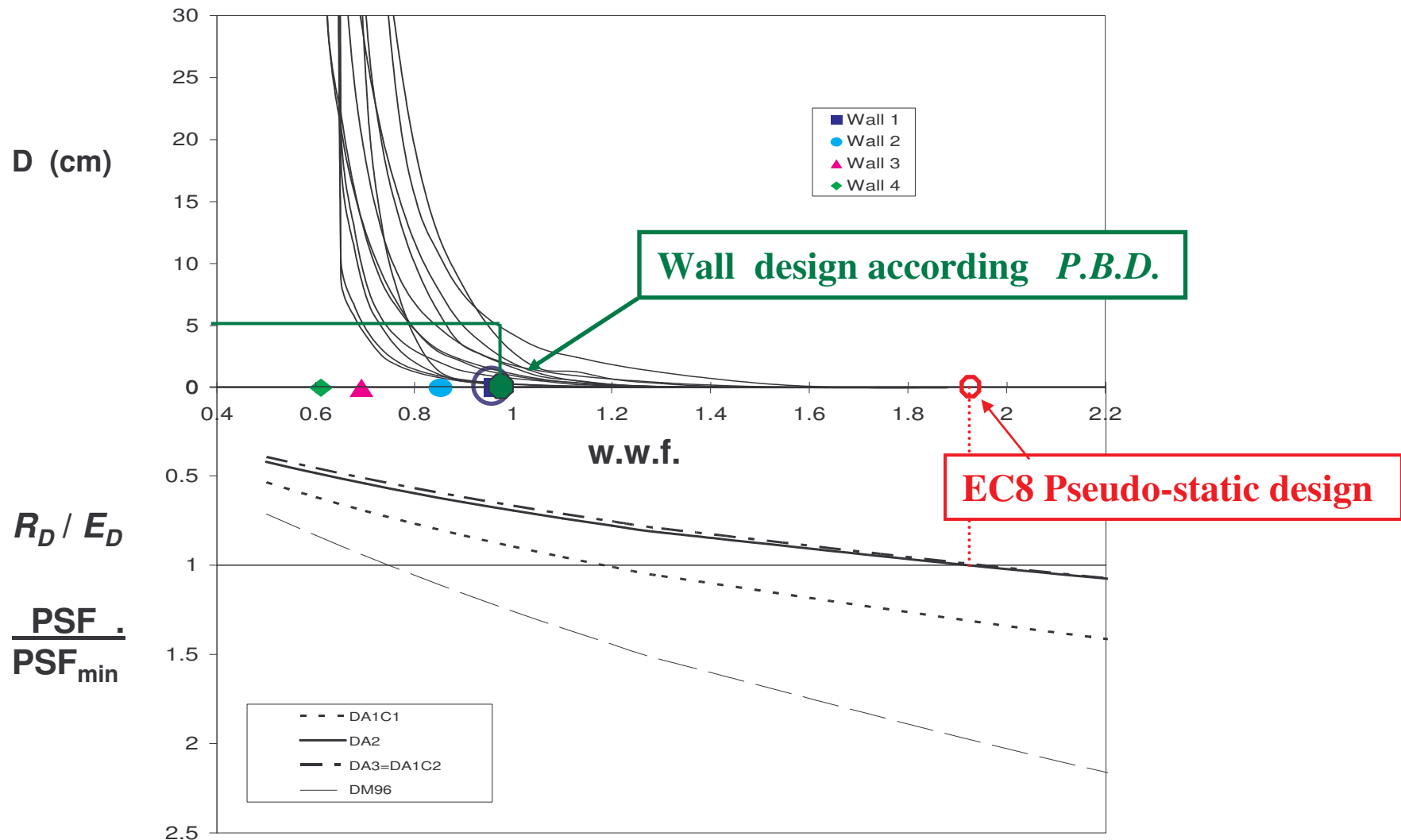
- ❖ **Displacements are generally small and “acceptable”**
- ❖ **Walls designed according D.M. 96 seem to work well**

OPCM 3274 (EC8-5) - Risultati dell'analisi degli spostamenti



OPCM 3274 (EC8-5) - Risultati dell'analisi degli spostamenti

Zone1 - Site D ($S=1.35$)



4. APPLICAZIONE (OPCM 3274 ed EC8) PER IL MURO DI SOSTEGNO

CONCLUSIONI (1)

(Simonelli, 2003)

- ❖ I muri “tradizionali”, che sarebbero sottodimensionati secondo l’OPCM3274, si comportano abbastanza bene secondo quanto indicato dall’analisi degli spostamenti (ed il *p.b.d*)
- ❖ Quindi la risposta al precedente quesito è che il **metodo pseudo-statico dell’EC8**, accoppiato con i valori delle accelerazioni di picco attese, **sovrastima le azioni sismiche**
- ❖ L’utilizzazione di **analisi dinamiche** **risolve il problema**
- ❖ Conclusioni analoghe sono state trovate per il progetto e la verifica dei pendii !

4. APPLICAZIONE (OPCM 3274 ed EC8) PER IL MURO DI SOSTEGNO

CONCLUSIONI (2)

(Simonelli, 2003)

In definitiva, l'OPCM 3274, nella versione attuale, è inapplicabile

Potenziali soluzioni del problema :

*Ricorso a metodi di progetto più adeguati
alla adozione di input sismici basati su valori di accelerazioni reali*

ovvero

Taratura del metodo pseudo-statico (per es. $\mathbf{a_g} \Rightarrow \mathbf{k_h}$)

4. APPLICAZIONE (OPCM 3274 ed EC8) PER IL MURO DI SOSTEGNO

CONCLUSIONI (3)

(Simonelli, 2003)

- ❖ *Interventi possibili per “salvare” l’approccio pseudostatico dell’OPCM :*
 - adozione di “**coefficienti di modello**” per ridurre le azioni pseudo-statiche

- ❖ In ambito europeo, l’adozione di “**coefficienti correttivi**” sarà necessaria in tutti i Paesi dove sono attesi valori significativi delle PGA, altrimenti l’ EC8 non è applicabile

OPERE DI SOSTEGNO E APPLICAZIONE DELL'OPCM 3274

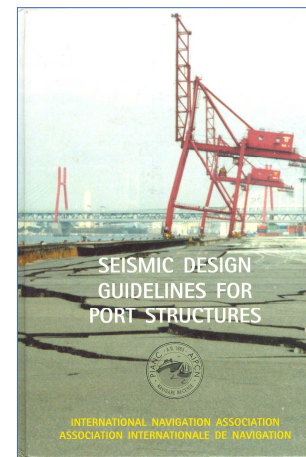
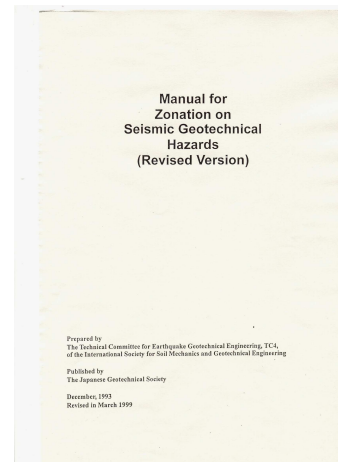
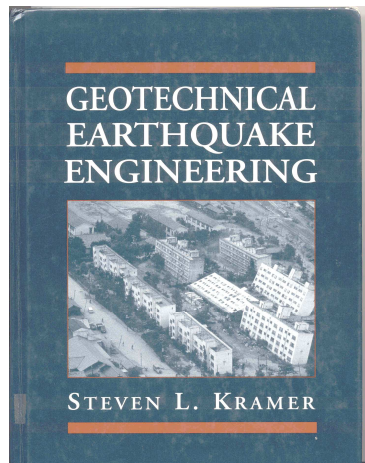
CONCLUSIONI GENERALI

*La nuova Normativa sulle Opere di Sostegno è senza dubbio innovativa
(vedi **definizione delle azioni sismiche e approcci “moderni”**)*

*Per le azioni sismiche derivanti dalla **nuova zonazione**
l'applicabilità delle norme è compromessa,
almeno per quanto concerne gli **approcci pseudostatici***

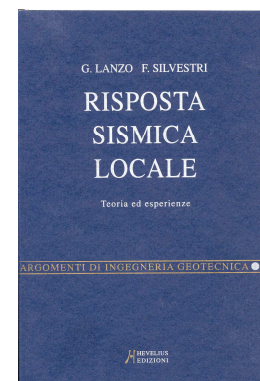
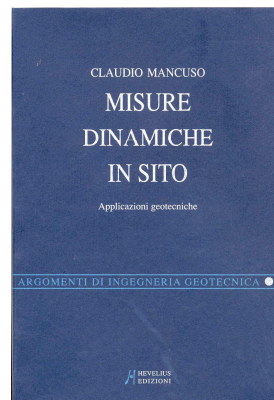
***OGGI ciò stato fatto nel nuovo All. 4 dell'AGI, sulla
base dei risultati di analisi dinamiche più affidabili***

Per approfondire gli argomenti



Seismic Design Guidelines for Port Structures
(in collab. con altri)

PIANC (International Navigation Association)/PTCII/Working Group 34, Balkema, Rotterdam 2001



Per approfondire gli argomenti

prodotto recente



Linee Guida sugli

*“Aspetti Geotecnici della Progettazione in
Zona Sismica”*

in attesa di

Normativa Tecnica sulle Costruzioni

comprendente

la nuova versione “AGI” dell’ All. 4

buon lavoro

... e

grazie per l'attenzione

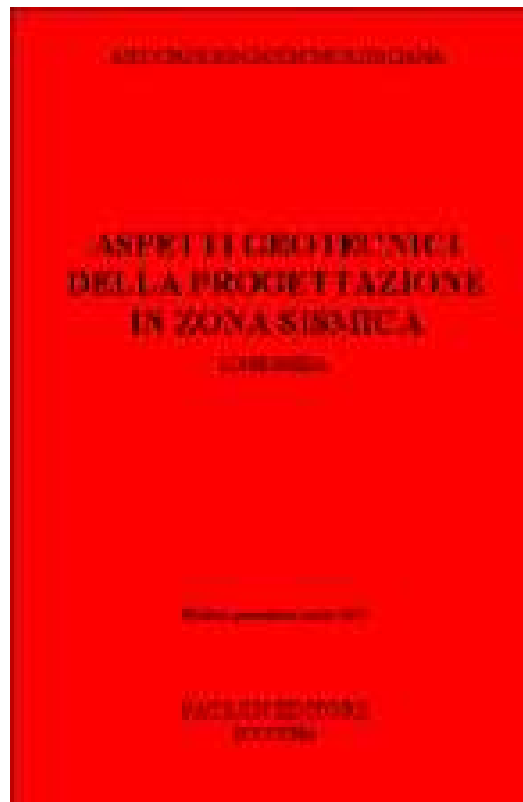
Linee guida su:

Aspetti Geotecnici della Progettazione in Zona Sismica

Premessa

Organizzazione
delle linee guida

Approccio
metodologico



PremessaOrganizzazione
delle linee guidaApproccio
metodologico

LE LINEE GUIDA NASCONO A VALLE DI UN PERIODO NEL QUALE SI
E' ASSISTITO A:

- NUOVA CLASSIFICAZIONE SISMICA ITALIANA
- **GRANDE FERVORE IN AMBITO NORMATIVO**

Premessa

Organizzazione
delle linee guida

Approccio
metodologico

Linee guida su:

Aspetti geotecnici per la progettazione in zona sismica

Derivano dalla consapevolezza diffusa della necessità di offrire alla comunità geotecnica, ma non solo, un documento tecnico riguardante un settore così importante e delicato

Tra luglio e settembre 2003 viene formato il Gruppo di lavoro incaricato di redigere le linee guida

Il Gruppo di lavoro inizia le sue attività nell'ottobre 2003 con l'obiettivo di predisporre una bozza delle Linee guida da illustrare in occasione del Convegno di Palermo

Composizione del gruppo di lavoro

Premessa

 Organizzazione
delle linee guida

 Approccio
metodologico

Stefano	Aversa	Università di Napoli "Parthenope"
Alberto	Burghignoli	Università di Roma "La Sapienza"
Luigi	Callisto	Università di Roma "La Sapienza"
Vincenzo	Caputo	Università della Basilicata
Paolo	Carrubba	Università di Padova
Teresa	Crespellani	Università di Firenze
Giovanni	Dente	Università della Calabria
Giuseppe	Lanzo	Università di Roma "La Sapienza"
Claudia	Madiai	Università di Firenze
Michele	Maugeri	Università di Catania
Luca	Pagano	Università di Napoli
Sebastiano	Rampello	Università di Messina
Filippo	Santucci de Magistris	Università di Napoli Federico II
Stefania	Sica	Università del Sannio
Francesco	Silvestri	Università della Calabria
Armando L.	Simonelli	Università del Sannio

Indice delle linee guida

Premessa

Organizzazione
delle linee guida

Approccio
metodologico

Parte I – Considerazioni generali

1. Oggetto e scopo delle linee guida
2. Comportamento dei terreni in condizioni sismiche
3. Principi e procedimenti della progettazione geotecnica
4. Azioni sismiche di riferimento

Parte II - Analisi geotecnica del sito

5. Pericolosità ed effetti del sito
6. Risposta sismica locale
7. Liquefazione
8. Stabilità di pendii

Parte III – Opere geotecniche

9. Fondazioni
10. Fondazioni superficiali
11. Fondazioni profonde
12. Opere di sostegno a gravità
13. Opere di sostegno flessibili
14. Opere in terra rinforzata
15. Scavi a cielo aperto ed in sotterraneo
16. Costruzioni in terra

Appendici

Organizzazione del lavoro

Premessa

Organizzazione
delle linee guida

Approccio
metodologico

- ✓ Definizione dell'indice e delle modalità di lavoro
- ✓ Definizione dell'approccio metodologico
- ✓ Redazione dei capitoli
- ✓ Revisione di tutto il lavoro
- ☐ Proposizione di una versione provvisoria
- ☐ Redazione della versione definitiva

Premessa

Organizzazione
delle linee guidaApproccio
metodologico

Rassegna “rapida” dei contenuti

Indice delle linee guida

Premessa

Organizzazione
delle linee guida

Approccio
metodologico

Parte II - Analisi geotecnica del sito

5. Pericolosità ed effetti del sito

6. Risposta sismica locale

7. Liquefazione

8. Stabilità di pendii

Indice delle linee guida

Premessa

Organizzazione
delle linee guida

Approccio
metodologico

Parte III – Opere geotecniche

9. Fondazioni

10. Fondazioni superficiali

11. Fondazioni profonde

12. Opere di sostegno a gravità

13. Opere di sostegno flessibili

14. Opere in terra rinforzata

15. Scavi a cielo aperto ed in sotterraneo

16. Costruzioni in terra

Indice delle linee guida

Premessa

Organizzazione
delle linee guida

Approccio
metodologico

Appendici

- Tecniche sperimentali in sito ed in laboratorio
- Caratteristiche dei terremoti ed analisi di pericolosità
- Valutazione del potenziale di liquefazione mediante prove in sito e in laboratorio
- Soluzioni analitiche di metodi pseudo-statici per la verifica di stabilità dei pendii
- Metodo di Newmark
- Esempi applicativi di calcolo di pali sotto azioni sismiche

Premessa

Organizzazione
delle linee guidaApproccio
metodologico

Metodologie di progettazione antisismica

Approccio tradizionale

- valutazione convenzionale delle azioni sismiche assunte costanti nel tempo:
 - metodi pseudostatici
 - analisi modale (edifici)
- Valutazione della sicurezza:
 - Verifica a rottura con adeguati coefficienti di sicurezza (geotecnica)

Metodologie di progettazione antisismica

Premessa

Organizzazione
delle linee guida

Approccio
metodologico

Approcci diversi

- input sismici diversi (ad es.: accelerogrammi)
- verifiche di tipo diverso (valutazione spostamenti, tensioni e deformazioni, ecc.)

Esempi:

- Metodo di Newmark e derivati (pendii, muri di sostegno, ecc.)
- Modellazione del continuo (FEM, FDM) soggetto a input sismico

Alcuni di questi approcci sono stati recepiti dall'EC8

Premessa

Organizzazione
delle linee guidaApproccio
metodologico

Aspetti problematici

- Presenza di approcci:
 - di diversa complessità
 - richiedenti dati di ingresso (sismici e geotecnici) differenti
 - con output diversi
- Classificazione del territorio nazionale con accelerazione di picco su affioramento rigido
- Introduzione delle verifiche con coefficienti parziali (Eurocodici)

Premessa

Organizzazione
delle linee guidaApproccio
metodologico

Approccio metodologico delle linee guida

- Non esclude i metodi semplici (pseudostatici; empirici; ecc.); anzi ne prevede l'uso nei casi più diffusi
- Considera tre tipologie di analisi alternative
- Calibra la tipologia di analisi sull'importanza dell'opera e sul grado di danno che può essere tollerato in occasione di eventi sismici
- Definisce in modo chiaro i dati di input necessari per le diverse tipologie di analisi

Approccio metodologico delle linee guida

Premessa

Organizzazione
delle linee guida

Approccio
metodologico

- Considera 2 diversi Terremoti di progetto (in accordo con EC8)
- Definisce 3 Gradi di danno per le strutture
- Introduce 3 Classi di prestazione per le strutture
- Prevede 3 Tipologie di analisi (alternative) delle opere

Ingredienti del metodo prestazionale: 1. terremoti di progetto

Premessa

Organizzazione
delle linee guida

Approccio
metodologico

duplice verifica con riferimento a:

- **terremoto “probabile”, di livello $L1$** , caratterizzato da un'intensità che ha una “probabilità di eccedenza” $P1$ in un arco temporale di riferimento T_s , correlato alla durata o alla vita utile del sistema in esame
 $T=72$ anni
- **terremoto “poco probabile”, di livello $L2$** , caratterizzato da una intensità che, nello stesso arco temporale T_s , ha una probabilità di eccedenza $P2$ più bassa
 $T= 475$ anni

Ingredienti del metodo prestazionale: 2. gradi di danno

Premessa

Organizzazione
delle linee guida

Approccio
metodologico

	Grado di danno	Danno strutturale	Danno funzionale
I	Danno lieve e sistema agibile	Assente o trascurabili	Perdita della funzionalità modesta o nulla
II	Danno medio e sistema riparabile	Apprezzabile	Perdita della funzionalità di breve durata
III	Danno ingente e non riparabile ma senza collasso	Ingente, ma senza collasso	Perdita della funzionalità di lunga durata, o totale

Grado di danno → Intensità di danno strutturale e funzionale da specificarsi in termini di soglie di ammissibilità di variabili tensionali, deformative o cinematiche

Ingredienti del metodo prestazionale: 3. classi di prestazione

Premessa

Organizzazione
delle linee guida

Approccio
metodologico

Classe di prestazione	Terremoto di livello L_1	Terremoto di livello L_2
A	Danno I : sistema agibile	Danno I : sistema agibile
B	Danno I : sistema agibile	Danno II: sistema riparabile
C	Danno I : sistema agibile	Danno III: sistema non riparabile

L'individuazione della classe di prestazione dipende dalla complessità e dall'importanza dell'opera in esame e dovrebbe, in linea di principio, competere al progettista.

Premessa

Organizzazione
delle linee guida

Approccio
metodologico

Tipologie di analisi

Tipologia di analisi	Esemplificazioni
Tipo I	Metodi pseudostatici (muri di sostegno, pendii, ecc.) Analisi modale (fondazioni superficiali di edifici) Metodi empirici (liquefazione)
Tipo II	Metodo di Newmark (pendii e rilevati) Metodo di Richards e Elms (muri di sostegno) ecc.
Tipo III	Modellazione del continuo con tecniche numeriche (FEM; FDM)

Il metodo prestazionale

Premessa

Organizzazione
delle linee guida

Approccio
metodologico

Tipo di analisi	Classe di prestazione		
	C	B	A
Tipo I			
Tipo II			
Tipo III			

	Progettazione finale (definitiva/esecutiva)
	Progettazione preliminare o zona sismica di bassa intensità

quanto più elevata è la classe di prestazione richiesta per un'opera, tanto più sofisticato ed affidabile deve essere il metodo d'analisi.