Appendice Nazionale

UNI-EN-1998-1 Progetto delle strutture in zona sismica.
Parte 1- Regole generali, azione sismica e regole per gli edifici.

(UNI-EN-1998-1 Design of structures for earthquake resistance-
Part 1 - General Rules, seismic actions and rules for buildings.)

1) Premessa

Questa Appendice nazionale contiene i parametri nazionali alla UNI-EN-1998-1.
L'Appendice contiene anche valori e prescrizioni relativi alla definizione delle azioni sismiche (accelerazioni, spettri di risposta e relative classificazioni stratigrafiche, spostamenti relativi del terreno ecc) come per tutti i valori NPD dell'EN 1998-1. Detti parametri sono coerenti con i criteri generali e specifici sulle azioni sismiche definite per il territorio nazionale. I valori dei parametri che definiscono le azioni sismiche e individuano le Zone sismiche (ai sensi dell'art. 83 comma 2 del DPR 06.06.2001 n. 380) sono dati in allegato alla presente Appendice. Oltre ai parametri descritti al paragrafo 3, è dato un maggior dettaglio degli stessi al paragrafo 4: "osservazioni", nel quale sono riportate tra l'altro alcune prescrizioni relative al testo della Normativa Nazionale, qui integralmente riprese. Nel paragrafo 4 è pertanto indicata sia la numerazione dei parametri nazionali, sia la numerazione del testo della Normativa Tecnica Nazionale cui si fa riferimento.
L'Appendice è stata approvata dal Consiglio Superiore dei LL. PP. in data 27 luglio 2007.

2) Introduzione

2.1. Campo di applicazione

Questa Appendice nazionale contiene al punto 3 le decisioni sui parametri nazionali che debbono essere fissati nella UNI-EN-1998-1 relativamente ai seguenti paragrafi:

1.1.2(7)	4.3.3.1 (4)	5.11.3.4(7)e	9.2.3(1)
2.1(1)P	4.3.3.1 (8)	6.1.2(1)	9.2.4(1)
2.1(1)P	4.4.2.5 (2).	6.1.3(1)	9.3(2)
3.1.1(4)	4.4.3.2 (2)	6.2(3)	9.3(2)
3.1.2(1)	5.2.1(5)	6.2 (7)	9.3(3)
3.2.1(1), (2),(	5.2.2.2(10)	6.5.5(7)	9.3(4), Table 9.1
3.2.1(4)	5.2.4(1), (3)	6.7.4(2)	9.3(4), Table 9.1
3.2.1(5)	5.4.3.5.2(1)	7.1.2(1)	9.5.1(5)
3.2.2.1(4), 3.2.2.2(1)P	5.8.2(3)	7.1.3(1), (3)	9.6(3)
3.2.2.3(1)	5.8.2(4)	7.1.3(4)	9.7.2(1)
3.2.2.5(4)P	5.8.2(5)	7.7.2(4)	9.7.2(2)b
4.2.3.2(8)	5.11.1.3.2(3)	8.3(1)	9.7.2(2)c
4.2.4(2)P	5.11.1.4	9.2.1(1)	9.7.2(5)
4.2.5(5)P	5.11.1.5(2)	9.2.2(1)	10.3(2)P

Queste decisioni nazionali, relative ai paragrafi sopra citate, devono essere applicate per l'impiego in Italia della UNI-EN-1998-1.

2.2. Documenti normativi di riferimento

La presente appendice deve essere considerata quando i si utilizzano tutti i documenti normativi che fanno esplicito riferimento alla UNI-EN-1998-1

3) Decisioni nazionali

Paragrafo	Pagina	Parametro nazionale - valore o prescrizione -
1.1.2(7)	Nota	L'annesso A, che resta informativo, è recepito integralmente nella espressione dello spettro di risposta elastico in spostamento è illustrata al punto 3.2.2.1(9) L'Annesso B è di tipo informativo. Si evidenzia come altri criteri possano essere utilizzati per valutare lo spostamento massimo.
2.1(1)P	Nota1	Per strutture di classe 1, per lo stato limite di collasso, si adotta il valore consigliato T_{NCR} = 475 anni. P_{NCR} =10% in 50 anni Per strutture di classe 2, T_{NCR} = 712.5 anni Per strutture di classe 3, T_{NCR} = 950 anni
2.1(1)P	Nota3	Per strutture di classe 1, per lo stato limite di danno, si adotta il valore T_{DLR} = 50 anni P_{DLR} =63% in 50 anni Per strutture di classe 2, T_{NCR} = 75 anni Per strutture di classe 3, T_{NCR} = 100 anni Per le strutture nelle quali la protezione nei confronti degli stati limite di esercizio sia di prioritaria importanza : per strutture di classe 2, T_{DLR} = 92 anni , P_{DLR} = 42% in 50 anni per strutture di classe 3, T_{DLR} = 132 anni, P_{DLR} =31.5% in 50 anni
3.1.1(4)	Nota	Non si introducono ulteriori specificazioni, lasciando la definizione generale
3.1.2(1)	Nota	Il punto 3.1.2 dell'Eurocodice (1998.1) è sostituito da quanto riportatola paragrafo 4 della presente Appendice Nazionale. La tab 3.1 del Eurocodice 1998.1 viene specificata in modo più esauriente ed è sostituita dalla tabella riportata in questa appendice. I valori dei parametri che definiscono lo spettro: S, TB, TC, TD sono ricavati in base alle espressioni riportate nella presente appendice al paragrafo 4. Sono date espressioni diverse in funzione dei tipi di sottosuolo e della situazione orografica.
3.2.1(1), (2),(3)	Note	I valori dei parametri che definiscono le azioni sismiche e individuano le Zone sismiche (ai sensi dell'art. 83 comma 2 del DPR 06.06.2001 n. 380) sono dati in allegato alla presente Appendice. Per tutti i siti, sono forniti i valori di a_g, F_0 e T_c* necessari per la determinazione delle azioni sismiche. La classificazione italiana dà per ciascun sito lo spettro di risposta su sottosuolo A dal quale ricavare in base alle espressioni di cui al punto 3.1.2(1) gli spettri di risposta di progetto per tutti i tipi di sottosuolo.
3.2.1(4)	Nota	Nell'allegato alla presente Appendice sono individuati i criteri per definire la Zona Sismica 3 (ai sensi dell'art. 83 comma 2 del DPR 06.06.2001 n. 380) detta a Bassa Sismicità.
3.2.1(5)	Nota	Nell'allegato alla presente Appendice sono individuati i criteri per definire la Zona Sismica 4 (ai sensi dell'art. 83 comma 2 del DPR 06.06.2001 n. 380) detta a Sismicità Molto Bassa.
3.2.2.1(4),	Nota(1)	I parametri che definiscono le forme spettrali sono definite nel paragrafo 4

<table>
<tr><td>3.2.2.2(1)P</td><td>Nota(2)</td><td>della presente Appendice Nazionale.</td></tr>
<tr><td>3.2.2.3(1)</td><td>Nota</td><td>Le forme spettrali sono quelle definite nell’Eurocodice 1998.1 tuttavia variano alcuni parametri nonché la simbologia. La amplificazione massima spettrale è data dal parametro F_0 per le azioni orizzontali ed Fv per quelle verticali, anziché da valori fissi come definito nell’Eurocodice. Per facilitare l’utilizzo dei parametri si danno le espressioni complete dei parametri in accordo con la Normativa Tecnica Nazionale</td></tr>
<tr><td>3.2.2.5(4)P</td><td>Nota</td><td>Si accetta il valore consigliato $\beta = 0,2$. Per le espressioni complete degli spettri di progetto si rimanda a quanto riportato nel paragrafo 4 del presente Appendice Nazionale.</td></tr>
<tr><td>4.2.3.2(8)</td><td>Nota</td><td>Non viene data definizione del centro di rigidezza,</td></tr>
<tr><td>4.2.4(2)P</td><td>Nota</td><td>$\varphi = 1,00$ per ciascuna categoria e piano.</td></tr>
<tr><td>4.2.5(5)P</td><td>Nota</td><td>I coefficienti di importanza così come definiti nel EN1998.1, ove moltiplicano l’azione sismica, sono da assumere pari ad 1. In questo Annesso Tecnico Nazionale l’ importanza degli edifici è tenuta in conto direttamente nella definizione dell’azione sismica modificando i periodi medi di ritorno o dividendo l’associata probabilità di superamento per coefficienti detti Coefficienti d’uso .

I Coefficienti d’uso sono definiti per le quattro classi di importanza. Le classi di importanza I, II, hanno lo stesso coefficiente d’uso: Cu=1, le classi III e IV rispettivamente hanno coefficienti d’uso pari a 1.5, 2. Nel paragrafo 4 è riportata la definizione delle classi di importanza.

<table>
<tr><td>Classe di importanza</td><td>Cu</td></tr>
<tr><td>I, II,</td><td>1</td></tr>
<tr><td>III</td><td>1.5</td></tr>
<tr><td>IV</td><td>2</td></tr>
</table>

Per le strutture, salvo quelle di cui al paragrafo successivo, Cu incrementano, moltiplicandolo, il periodo medio di ritorno definito per Cu=1
Per le strutture nelle quali la protezione nei confronti degli stati limite di esercizio sia di prioritaria importanza, il fattore Cu divide il valore di PDLR con cui ricavare i periodi di ritorno [si vedano i punti 2.1.1p, Nota 1 e Nota 2.].</td></tr>
<tr><td>4.3.3.1 (4)</td><td>Nota</td><td>È ‘ consentito l’uso dei metodi d’analisi non lineare anche nel caso di edifici non isolati alla base. In tali casi I valori dei coefficienti parziali da adottare dovranno tener conto di quanto riportato al punto 4.4.2.2.5</td></tr>
<tr><td>4.3.3.1 (8)</td><td>Nota</td><td>Nel rispetto delle condizioni di cui ai punti a) – d) di 4.3.3.1 (8) l’analisi piana in due direzioni è ammessa indipendentemente dalla classe di importanza dell’edificio.</td></tr>
<tr><td>4.4.2.5 (2).</td><td>Nota</td><td>Si adotta per i diaframmi orizzontali un valore unico $\gamma_{Rd} = 1.3$ indipendentemente dal modo di rottura dei diaframmi stessi</td></tr>
<tr><td>4.4.3.2 (2)</td><td>Nota</td><td>La valutazione dello spostamento per lo stato limite di danno si fa con il relativo spettro di risposta.
ν=1 per strutture di classe I e II,
ν=0.66 per strutture di classe III e IV</td></tr>
<tr><td>5.2.1(5)</td><td>Nota</td><td>Nessuna limitazione geografica all’utilizzo delle classi di duttilità M e H</td></tr>
<tr><td>5.2.2.2(10)</td><td>Nota</td><td>Non è consentito alcun aumento di q a seguito del controllo di qualità</td></tr>
<tr><td>5.2.4(1), (3)</td><td>Nota</td><td>Si adottano i valori γ_M adottati per le condizioni di carico fondamentali contenute in 1992 -1-1 per le verifiche allo SLU</td></tr>
<tr><td>5.4.3.5.2(1)</td><td>Nota</td><td>Si accetta il valore suggerito: quello minimo previsto per le pareti in zona</td></tr>
</table>

<table>
<tr><td></td><td></td><td>non sismica EN 1992-1-1</td></tr>
<tr><td>5.8.2(3)</td><td>Nota</td><td>le strutture di fondazione devono essere collegate tra loro da un reticolo di travi, o da una piastra dimensionata in modo adeguato, in grado di assorbire le forze assiali conseguenti. In assenza di valutazioni più accurate, si possono conservativamente assumere le seguenti azioni assiali:
± 0,3 N_{sd} a_{max} /g per il profilo stratigrafico di tipo B
± 0,4 N_{sd} a_{max} /g per il profilo stratigrafico di tipo C
± 0,6 N_{sd} a_{max} /g per il profilo stratigrafico di tipo D</td></tr>
<tr><td>5.8.2(4)</td><td>Nota</td><td>Si adottano i valori consigliati</td></tr>
<tr><td>5.8.2(5)</td><td>Nota</td><td>Si adotta il valori consigliato $\rho_{b,min}$ = 0.4%.</td></tr>
<tr><td>5.11.1.3.2(3)</td><td>Nota</td><td>La classe di duttilità L è accettabile solo nelle regioni a sismicità molto bassa: zone 4.</td></tr>
<tr><td>5.11.1.4</td><td>Nota</td><td>Si adottano il valore consigliato k_p=1 nel caso di strutture che rispettano quanto previsto ai punti 5.11.2.1.1, 5.11.2.1.2, 5.11.2.1.3.
Qualora questa condizione non sia soddisfatta occorrerà dimostrare il comportamento duttile della connessione e dell’insieme strutturale anche con adeguata sperimentazione. In alternativa si assumerà un fattore di struttura q_p pari a 1.5 come previsto al punto 5.11.1.4(2). Esso corrisponde al valore k_p =1.5/q</td></tr>
<tr><td>5.11.1.5(2)</td><td>Nota</td><td>Qualora sia necessario verificare la stabilità durante l’esecuzione, la verifica allo stato limite utiltimo si valuterà con l’azione relativa ad un periodo di ritorno di 95 anni.</td></tr>
<tr><td>5.11.3.4(7)e</td><td>Nota</td><td>Si adotta il valore consigliato</td></tr>
<tr><td>6.1.2(1)</td><td>Nota(1)
Nota(2)</td><td>Si adotta il valore consigliato nella Nota (1) del limite superiore del fattore di struttura per strutture a bassa dissipazione q = 1,50
Non vi sono limitazioni all’uso delle classi di duttilità M ed H. La classe L può utilizzarsi solo nelle zone a bassa sismicità : Zona 4.</td></tr>
<tr><td>6.1.3(1)</td><td>Nota(1)
Nota(2)</td><td>Per le verifiche agli stati limite ultimi, il fattore di sicurezza parziale sulla resistenza dell’acciaio è pari a γ_s = 1,05</td></tr>
<tr><td>6.2(3)</td><td>Nota(1)
Nota(2)</td><td>Il valore di γ_{ov} da adottare è pari al. rapporto fra il valore medio atteso $f_{y,m}$ della tensione di snervamento e il valore caratteristico f_{yk} nominale:
$\gamma_{ov} = \frac{f_{y,m}}{f_{yk}}$
in mancanza di specifiche valutazioni sia adottano i valori riportati nella successiva tabella
<table>
<tr><td>Acciaio</td><td>$\gamma_{ov} = \frac{f_{y,m}}{f_{yk}}$</td></tr>
<tr><td>S 235</td><td>1.20</td></tr>
<tr><td>S 275</td><td>1.15</td></tr>
<tr><td>S 355</td><td>1.10</td></tr>
<tr><td>S420
S 450
S 460</td><td>1.10</td></tr>
</table></td></tr>
<tr><td>6.2 (7)</td><td>Nota</td><td>La tenacità dell’acciaio e del materiale di apporto nella saldatura deve</td></tr>
</table>

		soddisfare i requisiti prescritti al valore quasi-permanente della temperatura (vedasi EN 1993-1- 10:2004).
6.5.5(7)	Nota	Nessuna regola aggiuntiva
6.7.4(2)	Nota(1) Nota(2)	Si accoglie parzialmente il valore consigliato di $\gamma_{pb} = 0.30$ $\gamma_{pb} = 0.30$ per snellezza bassa $\bar{\lambda} < 1.50$ $\gamma_{pb} = 0.15$ per snellezza elevata $1.50 \leq \bar{\lambda} < 2.00$
7.1.2(1)	Nota (1) Nota(2)	Si adotta il valore inferiore consigliato nella Nota (1) del fattore di struttura per strutture a bassa dissipazione q = 1,50 Non vi sono limitazioni all'uso delle classi di duttilità M ed H. La classe L può utilizzarsi solo nelle zone a sismicità molto bassa: Zona 4.
7.1.3(1), (3)	Nota(1) Nota(2)	Per il conglomerato e le armature da cemento armato relative, si adottano i valori γ_M adottati per le condizioni di carico fondamentali contenute in 1992 -1-1 per le verifiche allo SLU $\gamma_c = 1,50$, $\gamma_s = 1,15$ Per la parte in carpenteria metallica si adotta il valore di γ_M per per le verifiche allo SLU contenute in 1993 -1-1 : $\gamma_s = 1,05$
7.1.3(4)	Nota(1) Nota(2) Punto 6.2.3	Si adotta il valore consigliato: $\gamma_{ov} = 1,25$
7.7.2(4)	Nota	Si adotta il valore consigliato r = 0,50
8.3(1)	Nota	La tabella 8.1 è accettata integralmente non vi sono limitazioni geografiche all'uso delle classi di duttilità M ed H. La classe di duttilità L è utilizzabile solo nelle zone a sismicità molto bassa: zona 4
9.2.1(1)	Nota	Con riferimento alla tabella 3.1 EN 1996-1 2004 è consentito l'uso dei seguenti elementi: Nelle zone di categoria sismica 3 e 4 è consentito l'uso degli elementi del gruppo 1 e 2 senza ulteriori limitazioni; Nelle zone di categoria sismica 1 e 2 è consentito l'uso degli elementi del: gruppo 1 con limitazione dell'area del singolo foro a $f \leq$ 900 mm^2. gruppo 2 con la limitazione della percentuale di foratura del 45% e dell'area del singolo foro a $f \leq$ 1200 mm^2. La distanza minima tra un foro ed il perimetro esterno non potrà essere inferiore a 1,0, cm al netto dell'eventuale rigatura, mentre la distanza fra due fori non potrà essere inferiore a 0,8 cm con una tolleranza del 10%. Le dimensioni del singolo foro devono essere comunque inferiori al 10% dell'area globale.
9.2.2(1)	Nota	Si adotta il valore consigliato: $f_{b,min}$=5 N/mm^2 $f_{bh,min}$=1.5 N/mm^2
9.2.3(1)	Nota	Si adotta il valore consigliato: $f_{m,mim}$ = 5 N/mm^2 per muratura non armata ed confinata si adotta il valore $f_{m,min}$=10 N/mm^2 per la muratura armata. La classe minima di resistenza del conglomerato deve essere C12/15. Per l'aderanza delle armature si deve far riferimento a risultati di prove sperimentali ed a riferimenti di riconosciuta validità
9.2.4(1)	Nota	Sono consentiti esclusivamente giunti sia orizzontali che verticali con malta salvo quanto specificato in relazione al punto 9.3(2)
9.3(2)	Nota	Nella zona di sismicità 4 si possono utilizzare le prescrizioni dell'EN 1996.

<table>
<tr>
<td>9.3(2)</td>
<td>Nota(1)
Nota(2)</td>
<td>Non si accoglie la indicazione della nota 1 di poter utilizzare la muratura non armata solo nelle zone di bassa sismicità. L’uso della muratura non armata è consentito su tutto il territorio nazionale, con le prescrizioni indicate nel presente documento.
<table>
<tr><th>Tipi di muratura</th><th>$t_{ef,min}$ (mm)</th></tr>
<tr><td>Ordinaria,con elementi in pietra naturale</td><td>300</td></tr>
<tr><td>Ordinaria,con elementi non in pietra naturale</td><td>240</td></tr>
<tr><td>Ordinaria,con elementi in pietra naturale, in zone a bassa sismicità: Zona 3 e 4</td><td>240</td></tr>
<tr><td>Ordinaria,con elementi del gruppo 2: Zona 4</td><td>200</td></tr>
<tr><td>Ordinaria,con elementi del gruppo 2: Zona 4</td><td>150</td></tr>
<tr><td>Muratura confinata</td><td>240</td></tr>
<tr><td>Muratura armata</td><td>240</td></tr>
</table>
</td>
</tr>
<tr>
<td>9.3(3)</td>
<td>Nota</td>
<td>Non si accoglie la indicazione della nota. Nessuna limitazione nell’uso della muratura in relazione al valore $a_g S$. purché vengano rispettate le indicazioni contenute nel presente documento.</td>
</tr>
<tr>
<td>9.3(4), Table 9.1</td>
<td>Nota(1)</td>
<td>Si accoglie la indicazione della Nota (1) assumendo, per le murature, i valori di q_0 minimi della tabella 9.1:
2,0 α_u/α_1 muratura ordinaria
2,5 α_u/α_1 muratura confinata
2,5 α_u/α_1 muratura armata

Si assumerà sempre $q = q_0 \times K_R$
K_R è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.
I coefficienti α_1 e α_u sono definiti come segue:
α_1 è il moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, il primo pannello murario raggiunge la sua resistenza ultima (a taglio o a pressoflessione).
α_u è il 90% del moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, la costruzione raggiunge la massima forza resistente.
Il valore di α_u/α_1 può essere calcolato per mezzo di un analisi statica non lineare e non può in ogni caso essere assunto superiore a 2,5.
Qualora non si proceda ad una analisi non lineare, possono essere adottati per</td>
</tr>
</table>

		la valutazione di α_u/α_1 i seguenti valori: - costruzioni in muratura ordinaria o confinata ad un piano $\alpha_u/\alpha_1 = 1,4$ - costruzioni in muratura ordinaria o confinata a due o più piani $\alpha_u/\alpha_1 = 1,8$ - costruzioni in muratura armata ad un piano $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$ - costruzioni in muratura armata a due o più piani $\alpha_u/\alpha_1 = 1,5$ - costruzioni in muratura armata progettate con la gerarchia delle resistenze $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$
9.3(4), Table 9.1	Nota(2)	Si accoglie l'indicazione della Nota(2) per edifici realizzati con sistemi in muratura armata nei quali si utilizzino criteri di gerarchia delle resistenze, e che quindi garantiscano una duttilità elevate, è possibile incrementare i valori di cui al punto precedente sino al 20%. Il principio fondamentale di gerarchia delle resistenze consiste nell'evitare il collasso per taglio per ogni pannello murario, assicurandosi che sia preceduto da modalità di collasso per flessione. Tale principio si intende applicato quando ciascun pannello murario è verificato a flessione rispetto alle azioni agenti ed è verificato a taglio rispetto alle azioni risultanti dalla resistenza a collasso per flessione, amplificate del fattore $\gamma_{Rd} = 1,5$.

<table>
<tr><td>9.5.1(5)</td><td>Nota</td><td>Si accolgono i valori consigliati con l’eccezione dello spessore minimo delle murature non armate nelle zone di bassa sismicità:

<table>
<tr><th colspan="4">Tabella 9.2: Valori consigliati per le pareti di taglio</th></tr>
<tr><td>Tipi di muratura</td><td>$t_{ef,min}$ (mm)</td><td>$(h_{ef}/t_{ef})_{max}$</td><td>$(l/h)_{min}$</td></tr>
<tr><td>Ordinaria,con elementi in pietra naturale</td><td>300</td><td>10</td><td>0.50</td></tr>
<tr><td>Ordinaria,con elementi non in pietra naturale</td><td>240</td><td>12</td><td>0.40</td></tr>
<tr><td>Ordinaria,con elementi in pietra naturale, in zone a bassa sismicità: Zona 3 e 4</td><td>240</td><td>12</td><td>0.30</td></tr>
<tr><td>Ordinaria,con elementi del gruppo 2: Zona 4</td><td>200</td><td>20</td><td>0.3</td></tr>
<tr><td>Ordinaria,con elementi del gruppo 2: Zona 4</td><td>150</td><td>20</td><td>0.3</td></tr>
<tr><td>Muratura confinata</td><td>240</td><td>15</td><td>0.3</td></tr>
<tr><td>Muratura armata</td><td>240</td><td>15</td><td>Nessuna limitazione</td></tr>
</table>

Significato dei simboli:
t_{ef} spessore della parete (vedere EN 1996-1-1:2004);
h_{ef} altezza efficace della parete (vedere EN 1996-1-1:2004);
h massima altezza delle aperture adiacenti alla parete;
l lunghezza della parete.</td></tr>
<tr><td>9.6(3)</td><td>Nota</td><td>Non è consentita la riduzione dei coefficienti parzialii</td></tr>
<tr><td>9.7.2(1)</td><td>Nota</td><td>***La tabella 9.3 viene sostituita.***

Per le murature ordinarie ed armate valgono le limitazioni di altezza riportate in tabella:

<table>
<tr><td>Zona sismica</td><td>4</td><td>3</td><td>2</td><td>1</td></tr>
<tr><td>Sistema costruttivo</td><td colspan="4">Altezza massima consentita (in m)</td></tr>
<tr><td>Edifici con struttura in muratura ordinaria</td><td>Nessun limite</td><td>16</td><td>11</td><td>7,5</td></tr>
</table></td></tr>
</table>

Edifici con struttura in muratura armata		25	19	13

Muratura non armata di pietra naturale e bloccui del gruppo 2.

	Area resistente ai piani (%) (zona 1)			
Piani	I	II	III	IV
1	6	-	-	-
2	6	6	-	-
3	7	6	6	-
4	7	7	6	6

	Area resistente ai piani (%) (zona 2)				
Piani	I	II	III	IV	V
1	5	-	-	-	-
2	5	5	-	-	-
3	6	5	5	-	-
4	6	6	5	5	-
5	7	7	6	6	5

	Area resistente ai piani (%) (zona 3)				
Piani	I	II	III	IV	V
1	4	-	-	-	-
2	4	4	-	-	-
3	5	4	4	-	-
4	5	5	4	4	-
5	6	6	5	5	4

Muratura non armata in elementi del gruppo 1, muratura confinata e muratura armata

	Area resistente ai piani (%) (zona 1)			
Piani	I	II	III	IV
1	4.8	-	-	-
2	4.8	4.8	-	-
3	5.6	4.8	4.8	-
4	5.6	5.6	4.8	4.8

<table>
<tr><td></td><td></td><td>
<table>
<tr><td></td><td colspan="5">Area resistente ai piani (%) (zona 2)</td></tr>
<tr><td>Piani</td><td>I</td><td>II</td><td>III</td><td>IV</td><td>V</td></tr>
<tr><td>1</td><td>4</td><td>-</td><td>-</td><td>-</td><td>-</td></tr>
<tr><td>2</td><td>4</td><td>4</td><td>-</td><td>-</td><td>-</td></tr>
<tr><td>3</td><td>4,8</td><td>4</td><td>4</td><td>-</td><td>-</td></tr>
<tr><td>4</td><td>4,8</td><td>4,8</td><td>4</td><td>4</td><td>-</td></tr>
<tr><td>5</td><td>5,6</td><td>5,6</td><td>4,8</td><td>4,8</td><td>4</td></tr>
</table>
<table>
<tr><td></td><td colspan="5">Area resistente ai piani (%) (zona 3)</td></tr>
<tr><td>Piani</td><td>I</td><td>II</td><td>III</td><td>IV</td><td>V</td></tr>
<tr><td>1</td><td>3,2</td><td>-</td><td>-</td><td>-</td><td>-</td></tr>
<tr><td>2</td><td>3,2</td><td>3,2</td><td>-</td><td>-</td><td>-</td></tr>
<tr><td>3</td><td>4</td><td>3,2</td><td>3,2</td><td>-</td><td>-</td></tr>
<tr><td>4</td><td>4</td><td>4</td><td>3,2</td><td>3,2</td><td>-</td></tr>
<tr><td>5</td><td>4,8</td><td>4,8</td><td>4</td><td>4</td><td>3,2</td></tr>
</table>
</td></tr>
<tr><td>9.7.2(2)b</td><td>Nota</td><td>il valore consigliato di λ_{min} non è accettato per la muratura non armata
Per edifici in muratura non armata si assume: $\lambda_{min} = 0,33$
Per edifici in muratura armata e confinata: $\lambda_{min} = 0,25$</td></tr>
<tr><td>9.7.2(2)c</td><td>Nota</td><td>Si adotta il valore consigliato p=25%</td></tr>
<tr><td>9.7.2(5)</td><td>Nota</td><td>Si adotta il valore consigliato $\Delta_{m,max} = 20\%$, $\Delta_{A,max} = 20\%$</td></tr>
<tr><td>10.3(2)P</td><td>Nota</td><td>Si adottano i seguenti valori
$\gamma_x = 1,25$ (isolatori elastomerici)
$\gamma_x = 1,50$ (dispositivi elasto plastici)</td></tr>
</table>

4) **<u>Indicazioni aggiuntive</u>**

<u>2.1(1)P Periodo medio di ritorno e 4.2.5(5)P fattori di importanza</u>

I periodi di ritorno medi dell'azione per le strutture usuali sono definiti sulla base delle probabilità di eccedenza degli stati limite di riferimento.

Gli stati limite di esercizio sono:

- **Stato Limite di Operatività** (*SLO*): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato Limite di immediato utilizzo o di Danno** (*SLD*): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- **Stato Limite di salvaguardia della vita o Ultimo** (*SLU*): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una significativa parte della resistenza per azioni orizzontale e resistenza e rigidezza per azioni verticali quasi immutate manifestando ancora, nel complesso, un significativo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali;
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso** (*SLC*): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali, cui si associa una perdita sostanziale di rigidezza ed una contenuta perdita di resistenza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva ancora una significativa parte della rigidezza e resistenza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le probabilità di superamento nella vita di riferimento P_{V_R}, cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva Tabella 1.

Tabella 1 (**Tabella 3.2.I** della Normativa Tecnica Nazionale)– *Probabilità di superamento* P_{V_R} *al variare dello stato limite considerato*

Stato Limite		P_{V_R} : **Probabilità di superamento nella vita di riferimento V_R**
Stati limite di esercizio	*SLO*	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	*SLU*	10%
	SLC	5%

Il periodo medio di ritorno dell'azione di assegnata probabilità di superamento si ottiene con la espressione:

$$Tvr_i := \frac{-Tl}{\ln\left(1 - Pvr_i\right)}$$

<u>Punto 3.1.2(1) Identificazione dei siti</u>

Quanto contenuto nel punto 3.1.2 del documento EN 1998-1 è integrato e sostituito da quanto nel seguito indicato. (Dalle Norme Tecniche punto 3.2.2)

3.2.2 (NUMERAZIONE DELLE NORME TECNICHE NAZIONALI) CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Categorie di sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi, come indicato nel § 7.11.5. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento (Tab. 3.2.II e 3.2.III).

Fatta salva la necessità della caratterizzazione geotecnica dei terreni nel volume significativo[1], ai fini della identificazione della categoria di sottosuolo, la classificazione si effettua in base ai valori della velocità equivalente $V_{s,30}$ di propagazione delle onde di taglio (definita successivamente) entro i primi 30 m di profondità. Per le fondazioni superficiali, tale profondità è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione.

La misura diretta della velocità di propagazione delle onde di taglio è fortemente raccomandata. Nei casi in cui tale determinazione non sia disponibile, la classificazione può essere effettuata in base ai valori del numero equivalente di colpi della prova penetrometrica dinamica (*Standard Penetration Test*) $N_{SPT,30}$ (definito successivamente) nei terreni prevalentemente a grana grossa e della resistenza non drenata equivalente $c_{u,30}$ (definita successivamente) nei terreni prevalentemente a grana fina.

Tabella 3.2.II – *Categorie di sottosuolo*

Categoria	**Descrizione**
A	*Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi* caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	*Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti,* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	*Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m,* posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Per queste cinque categorie di sottosuolo, le azioni sismiche sono definite al § 3.2.3 delle presenti norme.

Per sottosuoli appartenenti alle ulteriori categorie **S1** ed **S2** di seguito indicate (Tab. 3.2.III), è necessario predisporre specifiche analisi per la definizione delle azioni sismiche, particolarmente nei casi in cui la presenza di terreni suscettibili di liquefazione e/o di argille d'elevata sensitività possa comportare fenomeni di collasso del terreno.

Tabella 3.2.III – *Categorie aggiuntive di sottosuolo.*

Categoria	**Descrizione**
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, , oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.

[1] Per *volume significativo* di terreno si intende la parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione del manufatto e che influenza il manufatto stesso.

S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

La velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,30}$ è definita dall'espressione

$$V_{S,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{S,i}}} \text{ [m/s].} \tag{3.2.1}$$

La resistenza penetrometrica dinamica equivalente $N_{SPT,30}$ è definita dall'espressione

$$N_{SPT,30} = \frac{\sum_{i=1,M} h_i}{\sum_{i=1,M} \frac{h_i}{N_{SPT,i}}} . \tag{3.2.2}$$

La resistenza non drenata equivalente $c_{u,30}$ è definita dall'espressione

$$c_{u,30} = \frac{\sum_{i=1,K} h_i}{\sum_{i=1,K} \frac{h_i}{c_{u,i}}} . \tag{3.2.3}$$

Nelle precedenti espressioni si indica con:

h_i spessore (in metri) dell'i-esimo strato compreso nei primi *H* m di profondità;

$V_{S,i}$ velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;

$N_{SPT,i}$ numero di colpi N_{SPT} nell'i-esimo strato;

$c_{u,i}$ resistenza non drenata nell'i-esimo strato;

N numero di strati compresi nei primi 30 m di profondità;

M numero di strati di terreni a grana grossa compresi nei primi 30 m di profondità;

K numero di strati di terreni a grana fina compresi nei primi 30 m di profondità.

Nel caso di sottosuoli costituiti da stratificazioni di terreni a grana grossa e a grana fina, distribuite con spessori confrontabili nei primi 30 m di profondità, ricadenti nelle categorie da **A** ad **E**, quando non si disponga di misure dirette della velocità delle onde di taglio si può procedere come segue:

- determinare $N_{SPT,30}$ limitatamente agli strati di terreno a grana grossa compresi entro i primi 30 m di profondità**;**
- determinare $c_{u,30}$ limitatamente agli strati di terreno a grana fina compresi entro i primi 30 m di profondità;
- individuare le categorie corrispondenti singolarmente ai parametri $N_{SPT,30}$ e $c_{u,30}$;
- riferire il sottosuolo alla categoria peggiore tra quelle individuate al punto precedente.

Condizioni topografiche

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale.
Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione (Tab. 3.2.IV):

Tabella 3.2.IV – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	**Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i ≤ 15°**
T2	**Pendii con inclinazione media i > 15°**
T3	**Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media 15° ≤ i ≤ 30°**
T4	**Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media i > 30°**

Le suesposte categorie topografiche si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

3.2.2 Rappresentazione dell'azione sismica
3.2.2.1(1)P Aspetti Generali
3.2.2.2(1) Spettro di risposta elastico orizzontale: parametri
3.2.2.3(1)P Spettro di risposta elastico verticale: parametri

3.1.1.1 (Numerazione della Norma Tecnica Nazionale) Spettro di risposta elastico in accelerazione

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare del periodo medio di ritorno (si veda il punto 2.1 della presente Appendice).

Gli spettri così definiti possono essere utilizzati per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4,0s. Per strutture con periodi fondamentali superiori lo spettro deve essere definito da apposite analisi ovvero l'azione sismica deve essere descritta mediante accelerogrammi. Analogamente si opera in presenza di sottosuoli di categoria **S1** o **S2**.

3.1.1.1.1 (Numerazione della Norma Tecnica Nazionale) Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali

Quale che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} considerata, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$$
\begin{aligned}
&0 \le T < T_B && S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o}\left(1 - \frac{T}{T_B}\right)\right] \\
&T_B \le T < T_C && S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \\
&T_C \le T < T_D && S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T}\right) \\
&T_D \le T && S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2}\right)
\end{aligned}
\qquad (3.2.4)
$$

nelle quali T ed S_e sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale. Inoltre si ha:

S coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente:

$$S = S_S \cdot S_T \qquad (3.2.5)$$

dove S_S è il coefficiente di amplificazione stratigrafica (vedi Tab. 3.2.V) ed S_T è il coefficiente di amplificazione topografica (vedi Tab. 3.2.VI);

η fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione seguente:

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55 \qquad (3.2.6)$$

dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;

F_o fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;
NOTA: rispetto a quanto previsto nel 1998.1 l'amplificazione spettrale è pari a F_0 anziché 2.5;

T_C periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, determinato mediante la relazione:

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \qquad (3.2.7)$$

dove T_C^* è definito al § 3.2 e C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (vedi Tab. 3.2.V);

T_B periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante, determinato mediante la relazione:

$$T_B = T_C / 3 \qquad (3.2.8)$$

T_D periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6 \qquad (3.2.9)$$

Per categorie speciali di sottosuolo, per determinati sistemi geotecnici o se si intenda aumentare il grado di accuratezza nella previsione dei fenomeni di amplificazione, le azioni sismiche da considerare nella progettazione possono essere determinate mediante più rigorose analisi di risposta sismica locale. Queste analisi presuppongono un'adeguata conoscenza delle proprietà geotecniche dei terreni e, in particolare, delle relazioni sforzi-deformazioni in campo ciclico, da determinare mediante specifiche indagini e prove.

In mancanza di tali determinazioni, per le componenti orizzontali del moto e per le categorie di sottosuolo di fondazione definite nel § 3.2.2, la forma spettrale su sottosuolo di categoria **A** è modificata attraverso il coefficiente stratigrafico S_S, il coefficiente topografico S_T e il coefficiente C_C che modifica il valore del periodo T_C.

Amplificazione stratigrafica

Per sottosuolo di categoria **A** i coefficienti S_S e C_C valgono 1.

Per le categorie di sottosuolo **B**, **C**, **D** ed **E** i coefficienti S_S e C_C possono essere calcolati, in funzione dei valori di F_O e T_C^* relativi al sottosuolo di categoria **A**, mediante le espressioni fornite nella Tab. 3.2.V, nelle quali g è l'accelerazione di gravità ed il tempo è espresso in secondi.

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

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

E	$1,00 \le 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1,60$	. $1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Amplificazione topografica

Per tener conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati nella Tab. 3.2.VI, in funzione delle categorie topografiche definite in § 3.2.2 e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento.

Tabella 3.2.VI – *Valori 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**

La variazione spaziale del coefficiente di amplificazione topografica è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o rilievo, dalla sommità o cresta fino alla base dove S_T assume valore unitario.

3.1.1.1.2 (Numerazione della Norma Tecnica Nazionale) Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale è definito dalle espressioni seguenti:

$$
\begin{aligned}
&0 \le T < T_B && S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v}\left(1 - \frac{T}{T_B}\right)\right] \\
&T_B \le T < T_C && S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \\
&T_C \le T < T_D && S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T}\right) \\
&T_D \le T && S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2}\right)
\end{aligned}
\qquad (3.2.10)
$$

nelle quali T ed S_{ve} sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale verticale e F_v è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, in termini di-accelerazione orizzontale massima del terreno a_g su sito di riferimento rigido orizzontale, mediante la relazione:

$$F_v = 1,35 \cdot F_o \cdot \left(\frac{a_g}{g}\right)^{0,5} \qquad (3.2.11)$$

I valori di a_g, F_o, S, η sono definiti nel § 3.2.3.2.1 per le componenti orizzontali; i valori di S_S, T_B, T_C e T_D, salvo più accurate determinazioni, sono quelli riportati nella Tab. 3.2.VII.

NOTA: rispetto all'Eurocodice 1998.1 l'amplificazione spettrale è pari a F_v anziché a 3.0 ed è presente il parametro S come per la risposta orizzontale

Tabella 3.2.VII – *Valori dei parametri dello spettro di risposta elastico della componente verticale*

Categoria di sottosuolo	S_S	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D, E	1,0	0,05	0,15	1,0

Per tener conto delle condizioni topografiche, in assenza di specifiche analisi si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati in Tab. 3.2.VI.

3.1.1.1.3 (Numerazione della Norma Tecnica Nazionale) Spettro di risposta elastico in spostamento delle componenti orizzontali

Lo spettro di risposta elastico in spostamento delle componenti orizzontali $S_{De}(T)$ si ricava dalla corrispondente risposta in accelerazione $S_e(T)$ mediante la seguente espressione:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \times \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \tag{3.2.12}$$

purché il periodo di vibrazione T non ecceda i valori T_E indicati in Tab. 3.2.VIII.

Tabella 3.2.VIII – *Valori dei parametri* T_E *e* T_F

Categoria sottosuolo	T_E	T_F
A	4,5	10,0
B	5,0	10,0
C, D, E	6,0	10,0

Per periodi di vibrazione eccedenti T_E, le ordinate dello spettro possono essere ottenute dalle formule seguenti:

per $T_E < T \leq T_F$:

$$S_{De}(T) = 0,025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \cdot \left[F_o \cdot \eta + \left(1 - F_o \cdot \eta\right) \cdot \frac{T - T_E}{T_F - T_E}\right] \tag{3.2.13}$$

per $T > T_F$:

$$S_{De}(T) = d_g \tag{3.2.14}$$

dove tutti i simboli sono già stati definiti, ad eccezione di d_g, definito nel paragrafo successivo.

3.1.1.2 (Numerazione della Norma Tecnica Nazionale) Spostamento orizzontale e velocità orizzontale del terreno

I valori dello spostamento orizzontale d_g e della velocità orizzontale v_g massimi del terreno sono dati dalle seguenti espressioni:

$$\begin{aligned} d_g &= 0,025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \\ v_g &= 0,16 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \end{aligned} \tag{3.2.15}$$

dove a_g, S, T_C, T_D assumono i valori già utilizzati al § 3.2.3.2.1.

3.1.1.3 (Numerazione della Norma Tecnica Nazionale) Spettri di progetto per gli stati limite di esercizio

Per gli stati limite di esercizio lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente, riferito al periodo medio di ritorno di cui al punto 2.1(1) P Nota 3 della presente Appendice.

3.1.1.4 (Numerazione della Norma Tecnica Nazionale) Spettri di progetto per gli stati limite ultimi

Qualora le verifiche agli stati limite ultimi non vengano effettuate tramite l'uso di opportuni accelerogrammi ed analisi dinamiche al passo, ai fini del progetto o della verifica delle strutture le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche che tiene conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni. In tal caso, lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito al periodo medio di ritorno di cui al punto 2.1(1) Nota1 della presente Appendice Nazionale, con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule 3.2.4 η con 1/q, dove q è il fattore di struttura definito nel capitolo 7.

Si assumerà comunque $S_d(T) \geq 0,2a_g$.

3.1.2 (Numerazione della Norma Tecnica Nazionale) EFFETTI DELLA VARIABILITÀ SPAZIALE DEL MOTO

3.1.2.1 (Numerazione della Norma Tecnica Nazionale) Variabilità spaziale del moto

Nei punti di contatto dell'opera con il terreno (fondazioni) il moto sismico è generalmente diverso, a causa del suo carattere intrinseco di propagazione, delle disomogeneità e delle discontinuità eventualmente presenti, e della diversa risposta locale del terreno dovuta a particolari caratteristiche stratigrafiche e topografiche.

Degli effetti sopra indicati dovrà tenersi conto quando possono essere significativi e in ogni caso quando le condizioni di sottosuolo sono variabili lungo lo sviluppo dell'opera in misura tale da richiedere l'uso di spettri di risposta diversi.

In assenza di modelli fisicamente più accurati e adeguatamente documentati, un criterio di prima approssimazione per tener conto della variabilità spaziale del moto consiste nel sovrapporre agli effetti dinamici, valutati ad esempio con lo spettro di risposta, gli effetti pseudo-statici indotti dagli spostamenti relativi.

Gli spostamenti relativi del terreno possono essere trascurati nel dimensionamento delle strutture in elevazione quando la struttura di fondazione è sufficientemente rigida e resistente in modo da rendere minime le distorsioni in pianta. Questo avviene ad esempio negli edifici quando si collegano in modo opportuno i plinti di fondazione.

Gli effetti dinamici possono essere valutati adottando un'unica azione sismica, corrispondente alla categoria di sottosuolo che induce le sollecitazioni più severe. Qualora l'opera venga suddivisa in porzioni, ciascuna fondata su sottosuolo a caratteristiche ragionevolmente omogenee, per ciascuna di esse si adotterà l'appropriata azione sismica.

3.1.2.2 (Numerazione della Norma Tecnica Nazionale) Spostamento assoluto e relativo del terreno

Il valore dello spostamento assoluto orizzontale massimo del suolo (d_g) può ottenersi utilizzando l'espressione 3.2.18.

Nel caso in cui sia necessario valutare gli effetti della variabilità spaziale del moto richiamati nel paragrafo precedente, il valore dello spostamento relativo, in direzione trasversale e longitudinale rispetto alla dimensione maggiore dell'opera, tra due punti *i* e *j* caratterizzati dalle rispettive proprietà stratigrafiche del sottosuolo, il cui moto può considerarsi indipendente, può essere stimato secondo l'espressione seguente:

$$d_{ij\max} = 1.25\sqrt{d_{gi}^2 + d_{gj}^2} \qquad [3.2.23]$$

dove d_{gi} e d_{gj} sono gli spostamenti massimi del suolo ai supporti *i* e *j* calcolati con riferimento alle caratteristiche di sottosuolo locali. Il moto di due punti del terreno può considerarsi indipendente per punti posti a distanze notevoli, il cui valore dipende dal tipo di sottosuolo. Il moto è reso indipendente anche dalla presenza di forti variabilità orografiche tra i punti.

In assenza di forti discontinuità orografiche, lo spostamento tra punti a distanza x, lo spostamento relativo può valutarsi con l'espressione:

$$d_{ij}(x) = d_{ij0} + (d_{ij\max} - d_{ij0})\left[1 - e^{-1.25(x/v_s)^{0.7}}\right] \qquad [3.2.24]$$

dove d_{ij0} è lo spostamento tra due punti a piccola distanza ed è dato dall'espressione:

$$d_{ij0}(x) = 1.25\left|d_{gi} - d_{gj}\right| \qquad [3.2.25]$$

v_s è la velocità di propagazione delle onde di taglio.

Per fondazioni poste su sottosuolo differente, a distanza inferiore a 20 m, lo spostamento è rappresentato da d_{ij0}.

Per fondazioni poste su sottosuolo dello stesso tipo, a distanza inferiore a 20 m, lo spostamento relativo del terreno può essere stimato, anziché con l'espressione 3.2.24, anche con l'espressione lineare:

$$d_{ij}(x) = \frac{d_{ij\max}}{v_s} 2.3 \cdot x \quad \text{per sottosuolo D}$$

$$d_{ij}(x) = \frac{d_{ij\max}}{v_s} \cdot 3 \cdot x \quad \text{per sottosuolo diverso da D} \qquad [3.2.25]$$

<u>4.2.5(5)P Fattori di importanza</u> γI

le costruzioni sono poi suddivise in classi di importanza così definite:

- *Classe I-II:* Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie e ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
- *Classe III:* Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie e ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
- *Classe IV:* Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per

l'ambiente. Ponti e reti viarie e ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico, e il cui collasso potrebbe provocare un numero particolarmente elevato di vittime. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Per l'attribuzione di una costruzione alle Classi III e IV si deve anche tener conto delle determinazioni regionali in materia.

5.5.2.3 Nodi Trave Pilastro

Si precisa che i valori A_{s1} ed A_{s2} presenti nelle formule indicano le armature tese delle travi convergenti nel nodo

5.11.1.3.2 Slip ductility

Si ricorda che non è consentita la dissipazione per attrito