Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

UNI EN 1998-1:2007

Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici

APPENDICE NAZIONALE ITALIANA alla UNI EN 1998-1:2007

Parametri adottati a livello nazionale

da utilizzare per la progettazione delle strutture per azioni sismiche

Appendice Nazionale

UNI-EN-1998-1 – Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica.
Parte 1- Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.
EN-1998-1 – Eurocode 8 - 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 24/09/2010

2) Introduzione

2.1. Campo di applicazione

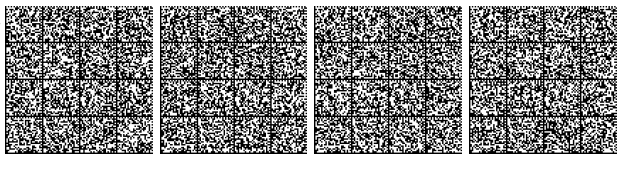
Questa Appendice nazionale contiene al punto 3 le decisioni sui parametri nazionali che debbono essere fissati nella UNI-EN-1998-1 relativamente ai seguenti paragrafi:

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)P	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)P	6.2 (7)	9.3(3)
3.2.1(1), (2),(3)	5.2.2.2(10)	6.5.5(7)	9.3(4), Table 9.1
3.2.1(4)	5.2.4, (3)	6.7.4(2)	9.3(4), Table 9.1
3.2.1(5)P	5.4.3.5.2(1)	7.1.2(1)P	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(2)	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)P	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 si utilizzano tutti i documenti normativi che fanno esplicito riferimento alla UNI-EN-1998-1



3) Decisioni nazionali

<table>
<tr><th>Paragrafo</th><th>Pagina</th><th>Parametro nazionale
- valore o prescrizione -</th></tr>
<tr><td>1.1.2(7)</td><td>Nota</td><td>L'annesso A, che resta informativo, è recepito integralmente nella espressione dello spettro di risposta elastico in spostamento illustrata al paragrafo 4 della presente Appendice Nazionale. L'Annesso B è di tipo informativo. Si evidenzia come altri criteri possano essere utilizzati per valutare lo spostamento massimo.</td></tr>
<tr><td>2.1(1)P</td><td>Nota1</td><td>La vita nominale dei diversi tipi di opere è riportata nella tabella I e deve essere precisata nei documenti di progetto.
Tab. I - Vita nominale V_N per diversi tipi di opere
<table>
<tr><th>TIPO</th><th>DESCRIZIONE</th><th>Vita nominale V_N (in anni)</th></tr>
<tr><td>1</td><td>Strutture provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva(1)</td><td>≤ 10</td></tr>
<tr><td>2</td><td>Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe, di dimensioni contenute, o di importanza normale</td><td>≥ 50</td></tr>
<tr><td>3</td><td>Opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe, di grandi dimensioni, o di importanza strategica</td><td>≥ 100</td></tr>
</table>
(1) Le verifiche sismiche di opere provvisorie o strutture in fase costruttiva possono omettersi quando le relative durate previste in progetto siano inferiori a 2 anni
Le costruzioni sono classificate in quattro classi d'importanza, definite nella Nota al successivo punto 4.2.2.(5)P.
Le azioni sismiche vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U, definito oltre
$V_R = V_N \cdot C_U$
Per strutture con V_R=50 anni, per lo stato limite di salvaguardia della vita, definito nel paragrafo 4 della presente Appendice Nazionale, si adotta il valore consigliato T_{NCR} = 475 anni.
P_{NCR} =10% in 50 anni
Per strutture con V_R=75 anni , T_{NCR} = 712.5 anni
Per strutture con V_R=100 anni, T_{NCR} = 950 anni</td></tr>
<tr><td>2.1(1)P</td><td>Nota3</td><td>Per strutture con V_R=50 anni, per lo stato limite di danno, si adotta il valore T_{DLR} = 50 anni
P_{DLR} =63% in 50 anni
Per strutture con V_R=75 anni, T_{NCR} = 75 anni
Per strutture con V_R=100 anni, T_{NCR} = 100 anni
Per le strutture nelle quali la protezione nei confronti degli stati limite di esercizio sia di prioritaria importanza :
per strutture tipo 2, T_{DLR} = 92 anni , P_{DLR} = 42% in 50 anni
per strutture tipo 3, T_{DLR} = 132 anni, P_{DLR} =31.5% in 50 anni</td></tr>
</table>

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 riportato al 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, T_B, T_C, T_D 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	Le Zone sismiche sono individuate in base al valore dell'accelerazione $a_{g,475}$, che rappresenta l'accelerazione al suolo su sottosuolo di categoria A avente periodo di ritorno di 475 anni. Per tutti i siti, sono forniti i valori di a_g, F_0 e T_c^* necessari per la determinazione delle azioni sismiche da impiegare per le diverse verifiche. 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	La Zona Sismica 3, detta a Bassa Sismicità, è caratterizzata da $0,05 \cdot g < a_{g,475} \leq 0,15$ g.
3.2.1(5) P	Nota	La Zona Sismica 4, detta a Sismicità Molto Bassa, è caratterizzata da $a_{g,475} \leq 0,05$ g. In tale Zona possono adottarsi criteri di progettazione semplificati secondo quanto indicato al punto 4 della presente Appendice .
3.2.2.1(4), 3.2.2.2(1)P	Nota(1) Nota(2)	I parametri che definiscono le forme spettrali sono definite nel paragrafo 4 della presente Appendice Nazionale.
3.2.2.3(2)	Nota	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 F_v per quelle verticali, anziché da valori fissi come definito nell'Eurocodice. Per facilitare l'utilizzo dei parametri, al successivo paragrafo 4) si danno le espressioni complete dei parametri in accordo con la Normativa Tecnica Nazionale
3.2.2.5(4)P	Nota	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.
4.2.3.2(8)	Nota	Non viene data definizione del centro di rigidezza
4.2.4(2)P	Nota	$\varphi = 1,00$ per ciascuna categoria e piano.
4.2.5(5)P	Nota	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 dei coefficienti detti Coefficienti d'uso, C_u.

<table>
<tr><td></td><td></td><td>I Coefficienti d'uso sono definiti per le quattro classi d'uso. La classe d'uso I ha coefficiente d'uso C_u=0,7, la classe d'uso II ha coefficiente d'uso C_u=1,0, le classi III e IV hanno coefficienti d'uso C_u=1,5 e C_u=2,0, rispettivamente (vedi tabella). Nel paragrafo 4 è riportata la definizione delle classi d'uso
<table>
<tr><th>Classe d'uso</th><th>C_u</th></tr>
<tr><td>I</td><td>0,7</td></tr>
<tr><td>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, i coefficienti C_u incrementano, moltiplicandolo, il periodo medio di ritorno definito per C_u=1 Per le strutture nelle quali la protezione nei confronti degli stati limite di esercizio sia di prioritaria importanza, il fattore C_u divide il valore di P_{DLR} 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 γ_{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 assumendo.
v=1
Per le strutture di classe III e IV la verifica va fatta anche con l' azione relativa allo stato limite di operatività (SL0) assumendo:,
v=1,5</td></tr>
<tr><td>5.2.1(5)P</td><td>Nota</td><td>Nessuna limitazione geografica all'utilizzo delle classi di duttilità M e H.
E' consentito l'uso delle classe di duttilità L nelle zona 4 con le condizioni di cui al paragrafo 4) punto 3.2.1(5) della presente Appendice.
Nelle altre Zone, qualora sia necessario progettare in classe di duttilità L, si deve adottare un coefficiente di struttura q=1.</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, (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 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:</td></tr>
</table>

<table>
<tr><td></td><td></td><td>± 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 può essere utilizzata nelle Zone a sismicità molto bassa, Zona 4, con le prescrizioni di cui al punto3.2.1(5) della presente Appendice
Nelle altre Zone, qualora sia necessario progettare in classe di duttilità L, si deve adottare un coefficiente di struttura q=1.</td></tr>
<tr><td>5.11.1.4</td><td>Nota</td><td>Si adotta 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 ultimo si valuterà con l'azione relativa alla vita nominale di 10 anni e Cu=1 ottenendo così 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)P</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 nelle zone a sismicità molto bassa: Zona 4.
Nelle altre Zone, qualora sia necessario progettare in classe di duttilità L, si deve adottare un coefficiente di struttura q=1.</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><th>Acciaio</th><th>$\gamma_{ov} = \frac{f_{y,m}}{f_{yk}}$</th></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>S420/460</td><td>1.10</td></tr>
</table>
</td></tr>
</table>

6.2 (7)	Nota	La tenacità dell'acciaio e del materiale di apporto nella saldatura deve 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 adotta il valore consigliato di $\gamma_{pb} = 0.30$
7.1.2(1)P	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 nelle Zone a sismicità molto bassa: Zona 4 con le prescrizioni di cui al punto3.2.1(5) della presente Appendice Nelle altre Zone, qualora sia necessario progettare in classe di duttilità L, si deve adottare un coefficiente di struttura q=1.
7.1.3(1), (3)	Nota(1) Nota(2)	Per il conglomerato e le armature da calcestruzzo 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)P	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 nelle zone a sismicità molto bassa: zona 4 con le prescrizioni di cui al punto3.2.1(5) della presente Appendice Nelle altre Zone, qualora sia necessario progettare in classe di duttilità L, si deve adottare un coefficiente di struttura q=1.
9.2.1(1)	Nota	Con riferimento alla tabella 3.1 EN 1996-1 nella zona sismica 4 è consentito l'uso degli elementi del gruppo 1 e 2 con le limitazioni riportate nell' Appendice Nazionale alla EN 1996-1-1. Nelle zone sismiche 1, 2, 3 devono essere rispettate anche le seguenti limitazioni: - percentuale volumetrica degli eventuali vuoti non superiore al 45% del volume totale del blocco; - eventuali setti disposti parallelamente al piano del muro continui e rettilinei; le uniche interruzioni ammesse sono quelle in corrispondenza dei fori di presa o per l'alloggiamento delle armature; È consentito utilizzare la muratura di pietra non squadrata o la muratura listata solo nei siti ricadenti in zona sismica 4.
9.2.2(1)	Nota	Si adottano i valori: $f_{b,min}$=6.0 N/mm^2 $f_{bh,min}$=1.8 N/mm^2 Possibile deroghe ai valori minimi delle resistenze normalizzate sopra riportati

		sono consentite a condizione che vengano rispettati i seguenti valori minimi delle resistenze caratteristiche: - la resistenza caratteristica a rottura nella direzione portante (verticale), calcolata sull'area al lordo delle forature, sia non inferiore a 5 MPa - la resistenza caratteristica a rottura nella direzione perpendicolare a quella portante ossia nel piano di sviluppo della parete, calcolata nello stesso modo, sia non inferiore a 1,5 MPa. Il rispetto delle resistenze caratteristiche minime sopra riportate è in ogni caso un requisito inderogabile per qualunque tipo di elemento, con esclusione delle zone a sismicità molto bassa.
9.2.3(1)	Nota	Si adotta il valore consigliato: $f_{m,min} = 5\ N/mm^2$ 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	I giunti verticali devono essere riempiti con malta (giunti di tipo a). Nel caso di utilizzo di elementi per muratura che fanno affidamento su tasche per riempimento di malta, il giunto verticale può essere considerato interamente riempito secondo quanto indicato in UNI EN 1996-1-1, punto 8.1.5 (3). E' ammesso l'uso dei giunti verticali di tipo b) e c) in Zona 4 e con le seguenti prescrizioni: - spessori minimi dei setti interni dell' elemento ≥7 mm - spessori minimi dei setti esterni dell' elemento ≥10 mm - percentuale massima di foratura ≤ 55% - numero dei piani in muratura ≤2 da quota campagna - altezza massima degli edifici ≤7 m - altezza massima di interpiano≤3 m
9.3(2)	Nota(1) Nota(2)	La muratura non armata progettata solamente secondo le disposizioni dell'EN 1996 può essere utilizzata nelle zona sismica 4, con le ulteriori prescrizioni di cui al punto 3.2.1(5) della presente Appendice. Gli spessori minimi efficaci per la muratura non armata progettata solamente secondo le disposizioni dell'EN 1996 sono riportati nella tabella 9.2 della presente Appendice.
9.3(3)	Nota	Nessuna limitazione nell' uso della muratura in relazione al valore a_gS, purchè vengano rispettate le indicazioni della presente Appendice con la ulteriore seguente prescrizione: Per le tipologie strutturali di muratura non armata che non accedono alle riserve anelastiche delle strutture, ricadenti in Zona 1, è fissata una altezza massima pari a 2 piani dal piano di campagna, ovvero dal ciglio della strada. Il solaio di copertura del secondo piano non può essere calpestio di volume abitabile.
9.3(4), Table 9.1	Nota(1)	Si accoglie la indicazione della Nota (1) assumendo, per le murature, i valori di q_0 minimi della tabella 9.1.
9.3(4), Table 9.1	Nota(2)	Ai sensi della nota (2) si considerano edifici con duttilità accresciuta quelli che, in aggiunta a quanto previsto nel presente capitolo 9 della EN 1998-1, rispettino anche i seguenti requisiti:

a) Le pareti strutturali, al lordo delle aperture, debbono avere continuità in elevazione fino alla fondazione, evitando pareti in falso.
b) Ad ogni piano è realizzato un cordolo continuo all'intersezione tra solai e pareti. I cordoli debbono avere altezza minima pari all'altezza del solaio e larghezza almeno pari a quella del muro; è consentito un arretramento massimo di 6 cm dal filo esterno. L'armatura corrente non deve essere inferiore a 8 cm^2, le staffe debbono avere diametro non inferiore a 6 mm ed interasse non superiore a 25 cm.
c) Travi metalliche o prefabbricate costituenti i solai sono prolungate nel cordolo per almeno la metà della sua larghezza e comunque per non meno di 12 cm ed adeguatamente ancorate ad esso.
d) Nel caso della muratura non armata, in corrispondenza di incroci d'angolo tra due pareti perimetrali sono presenti, su entrambe le pareti, zone di parete muraria di lunghezza non inferiore a 1 m, compreso lo spessore del muro trasversale.
e) Al di sopra di ogni apertura è realizzato un architrave resistente a flessione efficacemente ammorsato alla muratura.

Per gli edifici con duttilità accresciuta si adottano i valori del fattore di struttura q, da assumere pari ai valori di q_0 proposti nelle Norme Tecniche per le Costruzioni e cioè:

2,0 α_u/α_1 muratura ordinaria

2,5 α_u/α_1 muratura armata.

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 la valutazione di α_u/α_1 i seguenti valori:

- costruzioni in muratura ordinaria ad un piano $\alpha_u/\alpha_1 = 1,4$
- costruzioni in muratura ordinaria a due o più piani $\alpha_u/\alpha_1 = 1,8$
- costruzioni in muratura armata o confinata ad un piano $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$
- costruzioni in muratura armata o confinata a due o più piani $\alpha_u/\alpha_1 = 1,5$
- costruzioni in muratura armata progettate con la gerarchia delle resistenze $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$

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 del 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

<table>
<tr><td></td><td></td><td>flessione, amplificate del fattore γ_{Rd} = 1,5.
Per le murature confinate si assume un valore di q pari a 2,5 α_u/α_1</td></tr>
<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: Requisiti geometrici per le pareti di taglio</th></tr>
<tr><th>Tipi di muratura</th><th>$t_{ef,min}$ (mm)</th><th>$(h_{ef}/t_{ef})_{max}$</th><th>$(l/h)_{min}$</th></tr>
<tr><td>Non armata,con elementi in pietra naturale squadrata</td><td>300</td><td>10</td><td>0.50</td></tr>
<tr><td>Non armata,con elementi in pietra naturale squadrata, in zona 3 e 4</td><td>240</td><td>12</td><td>0.30</td></tr>
<tr><td>Non armata,con elementi artificiali</td><td>240</td><td>12</td><td>0.40</td></tr>
<tr><td>Non armata, con elementi artificiali semipieni in zona 4</td><td>200</td><td>20</td><td>0.3</td></tr>
<tr><td>Non armata, con elementi artificiali pieni in 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 confinata in Zona 3 e 4</td><td>200</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>
<tr><td>Muratura armata in zona 3 e 4</td><td>200</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>Il coefficiente parziale di sicurezza della muratura γ_m per la verifica di sicurezza di costruzioni progettate secondo la presente EN 1998-1 non può essere inferiore a 2.

Per il conglomerato e le armature di acciaio utilizzate nella muratura armata e confinata si adottano i valori γ_M adottati per le condizioni di carico fondamentali contenute in 1992 -1-1 per le verifiche allo SLU: γ_c = 1,50, γ_s = 1,15</td></tr>
</table>

<table>
<tr>
<td>9.7.2(1)</td>
<td>Nota</td>
<td>

La tabella 9.3 viene così sostituita.

Nel caso di costruzioni semplici, così come definito al punto per ciascun piano il rapporto tra area della sezione resistente delle pareti e superficie lorda del piano non deve essere inferiore ai valori indicati nella tabella seguente, in funzione del numero di piani della costruzione e della sismicità del sito, per ciascuna delle due direzioni ortogonali

<table>
<tr><th colspan="2">Accelerazione di picco del terreno a_g·S</th><th>≤0,07 g</th><th>≤0,1 g</th><th>≤0,15 g</th><th>≤0,20 g</th><th>≤0,25 g</th><th>≤0,30 g</th><th>≤0,35 g</th><th>≤0,40 g</th><th>≤0,45 g</th><th>≤0,4725 g</th></tr>
<tr><th>Tipo di struttura</th><th>Numero piani</th><th></th><th></th><th></th><th></th><th></th><th></th><th></th><th></th><th></th><th></th></tr>
<tr><td rowspan="3">Muratura ordinaria</td><td>1</td><td>3,5 %</td><td>3,5 %</td><td>4,0 %</td><td>4,5 %</td><td>5,0 %</td><td>5,5 %</td><td>6,0 %</td><td>6,0 %</td><td>6,0 %</td><td>6,5 %</td></tr>
<tr><td>2</td><td>4,0 %</td><td>4,0 %</td><td>4,5 %</td><td>5,0 %</td><td>5,5 %</td><td>6,0 %</td><td>6,5 %</td><td>6,5 %</td><td>6,5 %</td><td>7,0 %</td></tr>
<tr><td>3</td><td>4,5 %</td><td>4,5 %</td><td>5,0 %</td><td>5,5 %</td><td>6,0 %</td><td>6,5 %</td><td>7,0 %</td><td></td><td></td><td></td></tr>
<tr><td rowspan="4">Muratura armata</td><td>1</td><td>2,5 %</td><td>3,0 %</td><td>3,0 %</td><td>3,0 %</td><td>3,5 %</td><td>3,5 %</td><td>4,0 %</td><td>4,0 %</td><td>4,5 %</td><td>4,5 %</td></tr>
<tr><td>2</td><td>3,0 %</td><td>3,5 %</td><td>3,5 %</td><td>3,5 %</td><td>4,0 %</td><td>4,0 %</td><td>4,5 %</td><td>5,0 %</td><td>5,0 %</td><td>5,0 %</td></tr>
<tr><td>3</td><td>3,5 %</td><td>4,0 %</td><td>4,0 %</td><td>4,0 %</td><td>4,5 %</td><td>5,0 %</td><td>5,5 %</td><td>5,5 %</td><td>6,0 %</td><td>6,0 %</td></tr>
<tr><td>4</td><td>4,0 %</td><td>4,5 %</td><td>4,5 %</td><td>5,0 %</td><td>5,5 %</td><td>5,5 %</td><td>6,0 %</td><td>6,0 %</td><td>6,5 %</td><td>6,5 %</td></tr>
</table>

Devono essere inoltre rispettati i requisiti costruttivi riportati alle lettere a)-e) della Nota 2 alla tabella 9.1 del punto 9.3(4), e i diaframmi orizzontali devono poter essere considerati come infinitamente rigidi.
Deve inoltre risultare, per ogni piano:

$$\frac{N}{A} \le 0.25 \frac{f_k}{\gamma_m}$$

in cui N è il carico verticale totale alla base di ciascun piano dell'edificio corrispondente alla somma dei carichi permanenti e variabili (valutati ponendo $\gamma_G = \gamma_Q = 1$), A è l'area totale dei muri strutturali allo stesso piano e f_k è la resistenza caratteristica a compressione in direzione verticale della muratura.

Per gli edifici semplici nelle zone sismiche 2, 3 e 4 non è obbligatorio effettuare ulteriori analisi e verifiche di sicurezza. Non è prevista la soluzione dell'edificio semplice in zona sismica 1.

</td>
</tr>
<tr>
<td>9.7.2(2)b</td>
<td>Nota</td>
<td>Si adotta il valore raccomandato λmin = 0,25</td>
</tr>
<tr>
<td>9.7.2(2)c</td>
<td>Nota</td>
<td>Si adotta il valore p=25%</td>
</tr>
<tr>
<td>9.7.2(5)</td>
<td>Nota</td>
<td>Deve risultare: Δm, max=25%
La variazione di sezione trasversale orizzontale complessiva dei muri resistenti da un orizzontamento a quello sovrastante deve essere compresa tra + 10% e – 30%. I muri resistenti al sisma debbono avere continuità in elevazione fino alla fondazione, evitando pareti in falso.</td>
</tr>
<tr>
<td>10.3(2)P</td>
<td>Nota</td>
<td>Le verifiche dei dispositivi dovranno essere condotte con riferimento alle azioni per lo SLC, invece che per lo SLV.
Analogamente, la maggiore sicurezza rispetto all' instabilità, prevista dal punto 10.10(6), è garantita dalle prestazioni dei dispositivi, accertate mediante le procedure di prova previste nella EN 15129.
Per tanto si assume sempre γ_x=1.
Inoltre per l' isolatori a scorrimento deve essere previsto un coefficiente maggiorativo degli spostamenti pari a 1,2</td>
</tr>
</table>

4) Indicazioni aggiuntive non contraddittorie

2.1(1)P Periodo medio di ritorno e 4.2.5(5)P fattori di importanza

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** (*SLV*): 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	*SLV*	10%
	SLC	5%

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

$$T_{VR_i} := \frac{-Tl}{\ln\left(1 - P_{VR_i}\right)}$$

Punto 3.1.2(1) Identificazione dei siti

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).

[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.

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.
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

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

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

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

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

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

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;

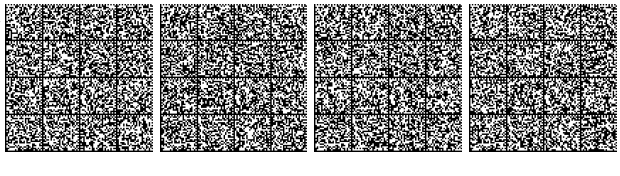
N numero di strati compresi nei primi 30 m di profondità;

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 $i \leq 15°$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15°$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15° \leq i \leq 30°$
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:

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

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

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:

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

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^*, corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro su sottosuolo Tipo A, è assegnato sito per sito 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	$1,00 \le 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \le 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1,50$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \le 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1,80 \cdot$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \le 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

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:

$$0 \le T < T_B \qquad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \qquad (3.2.10)$$

$$T_B \le T < T_C \qquad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

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

$T_D \le T$ $$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2}\right)$$

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:

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

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:

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

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 $T_E < T \le T_F$:

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

per $T > T_F$:

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

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:

$$d_g = 0{,}025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D$$
$$v_g = 0{,}16 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \qquad (3.2.15)$$

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 alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} considerata.

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.

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:

$$d_{ij\max} = 1.25\sqrt{d_{gi}^2 + d_{gj}^2} \qquad [3.2.18]$$

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:

$$d_{ij}(x) = d_{ij0} + (d_{ij\max} - d_{ij0})\left[1 - e^{-1.25(x/v_s)^{0.7}}\right] \qquad [3.2.19]$$

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

$$d_{ij0}(x) = 1.25\left|d_{gi} - d_{gj}\right| \qquad [3.2.20]$$

v_s è la velocità di propagazione delle onde di taglio in m/s.

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 3.2.19, anche con l'espressione lineare:

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

$$d_{ij}(x) = \frac{d_{ij\max}}{v_s} \cdot 3 \cdot x \quad \text{per sottosuolo diverso da D} \qquad [3.2.21]$$

3.2.1(5) (Numerazione dell'EN1998.1) Prescrizioni per zone di sismicità Molto Bassa

(In ossequio a quanto riportato al punto 7 della Normativa Nazionale). Le costruzioni da edificarsi in siti ricadenti in zona 4 possono essere progettate e verificate applicando le sole regole valide per le strutture non soggette all'azione sismica, alle condizioni di seguito enunciate:

- i diaframmi orizzontali devono rispettare quanto di seguito indicato;

- gli elementi strutturali devono rispettare le limitazioni, in termini di geometria e di quantitativi d'armatura, relative alla CD "M"; per le costruzioni in muratura, in cui non sono previste classi di duttilità, deve essere rispettato quanto riportato ai punti 9.2, 9.3 9.5.1 della presente norma UNI-EN 1998-1

- le sollecitazioni debbono essere valutate considerando la combinazione di azioni definita per l'azione sismica ed applicando, in due direzioni ortogonali, il sistema di forze statiche orizzontali in cui si assume Sd(T1) = 0,07g per tutte le tipologie.

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

Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano, a condizione che siano realizzati in cemento armato, oppure in latero-cemento con soletta in c.a. di almeno 40 mm di spessore, o in struttura mista con soletta in cemento armato di almeno 50 mm di spessore collegata da connettori a taglio opportunamente dimensionati agli elementi strutturali in acciaio o in legno e purché le aperture presenti non ne riducano significativamente la rigidezza.

La forza da applicare a ciascuna livello della costruzione è data dalla seguente espressione:

$$F_i = F_h z_i W_i / \Sigma_j z_j W_j$$

dove

$$F_h = W\ 0.07g$$

F_i è la forza da applicare alla massa i-esima;
W_i e W_j sono i pesi, rispettivamente, della massa i e della massa j;
z_i e z_j sono le quote, rispetto al piano di fondazione, delle masse i e j;
$S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto definito;
W è il peso complessivo della costruzione;
λ è un coefficiente pari a 0,85 se la costruzione ha almeno tre orizzontamenti e se $T_1 < 2T_c$, pari a 1,0 in tutti gli altri casi;
g è l'accelerazione di gravità.
Per gli edifici, se le rigidezze laterali e le masse sono distribuite simmetricamente in pianta, gli effetti torsionali accidentali di cui al § 7.2.6 possono essere considerati amplificando le sollecitazioni su ogni elemento resistente, calcolate con la distribuzione fornita dalla espressione di cui sopra, attraverso il fattore (δ) risultante dalla seguente espressione:
$\delta = 1 + 0{,}6\ x / L_e$
dove:
x è la distanza dell'elemento resistente verticale dal baricentro geometrico di piano, misurata perpendicolarmente alla direzione dell'azione sismica considerata;
L_e è la distanza tra i due elementi resistenti più lontani, misurata allo stesso modo.

4.2.5(5)P (Numerazione dell'EN1998.1) Fattori di importanza γI

Le costruzioni sono poi suddivise in classi d'uso così definite:

- *Classe I:* Costruzioni con presenza solo occasionale di persone; edifici agricoli.
- *Classe II:* Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose. 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 (Numerazione dell'EN1998.1) 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 (Numerazione dell'EN1998.1) Slip ductility

Si ricorda che non è consentita la dissipazione per attrito

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

UNI EN 1998-2:2006

Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica Parte 2: Ponti

APPENDICE NAZIONALE ITALIANA alla UNI EN 1998-2:2006

Parametri adottati a livello nazionale
da utilizzare per la progettazione dei ponti per azioni sismiche

Appendice nazionale

UNI-EN-1998 – 2 – Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica
Parte 2: Ponti

EN-1998 – 2 – Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance – Part 2 – Bridges

1) Premessa

Questa Appendice nazionale, contenente i parametri nazionali alla UNI-EN-1998 - 2, è stata approvata dal Consiglio Superiore dei LL. PP. in data 24/09/2010

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-EN1998 - 2 relativamente ai paragrafi

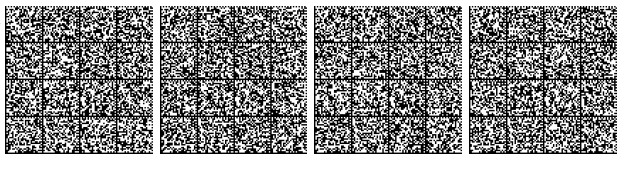
- 1.1.1(8)
- 2.1.3(P)
- 2.1.4(P)
- 2.1.6(P)
- 2.2.2(5)
- 2.3.5.3(1)
- 2.3.7(1) (2 posizioni)
- 3.2.2.3(1)P
- 3.3(1)P
- 3.3(3)
- 3.3(6) (2 posizioni)
- 4.1.2(4)P
- 4.1.8(2)
- 5.3(4)
- 5.4(1)
- 5.6.2(2)P b
- 5.6.3.3(1)P b
- 6.2.1.4(1)P
- 6.5.1(1)P
- 6.6.2.3(3)
- 6.6.3.2(1)P
- 6.7.3(7)
- 7.4.1(1)P
- 7.6.2(1)P
- 7.6.2(5)
- 7.7.1(2)
- J.1(2)
- J.2.(1)

e alle indicazioni di carattere nazionale relative all'impiego delle appendici informative A, B, C, D, E, F, H, JJ e K e delle appendici normative G e J per i ponti in zona sismica.

Queste decisioni nazionali, relative ai paragrafi sopra citati, devono essere applicate per l'impiego in Italia della UNI-EN-1998-2.

2.2. Documenti normativi di riferimento

La presente appendice deve essere considerata quando si utilizzano tutti i documenti normativi che fanno esplicito riferimento alla UNI-EN-1998 – 2 – Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2 – Ponti.



3) Decisioni nazionali

<table>
<tr><th>Paragrafo</th><th>Riferimento</th><th>Parametro nazionale - valore o prescrizione -</th></tr>
<tr><td>- 1.1.1(8)</td><td>Utilizzo appendici informative</td><td>Le Appendici A, J, JJ, K non possono essere impiegate, salvo il punto J(1).Le Appendici informative B, C, D, E, F, H,mantengono il carattere informativo.</td></tr>
<tr><td>- 2.1 (3)P</td><td>Nota 1</td><td>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 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 (SLV): 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 parte della resistenza e rigidezza per azioni orizzontali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche 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; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali;

La vita nominale dei diversi tipi di opere è riportata nella tabella I e deve essere precisata nei documenti di progetto.

Tab. 1 - Vita nominale V_N per diversi tipi di opere
<table>
<tr><th>TIPO</th><th>DESCRIZIONE</th><th>Vita nominale V_N (in anni)</th></tr>
<tr><td>1</td><td>Strutture provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva(1)</td><td>≤ 10</td></tr>
<tr><td>2</td><td>Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe, di dimensioni contenute, o di importanza normale</td><td>≥ 50</td></tr>
<tr><td>3</td><td>Opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe, di grandi dimensioni, o di importanza strategica</td><td>≥ 100</td></tr>
</table>
(1) Le verifiche sismiche di opere provvisorie o strutture in fase costruttiva possono omettersi quando le relative durate previste in progetto siano inferiori a 2 anni

I ponti sono classificati in tre classi d'uso, definite nella Nota al successivo punto 2.1.(4)P.

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

$V_R = V_N \cdot C_U$</td></tr>
</table>

<table>
<tr>
<td></td>
<td></td>
<td>
Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in tabella II.
Tab. II – Valori del coefficiente d'uso C_U
<table>
<tr><td>CLASSE D'USO</td><td>II</td><td>III</td><td>IV</td></tr>
<tr><td>COEFFICIENTE C_U</td><td>1,0</td><td>1,5</td><td>2,0</td></tr>
</table>
In caso di $V_R \leq 35$ anni si pone comunque $V_R = 35$ anni.
Le probabilità di superamento nella vita di riferimento P_{VR}, cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella tabella III.
Tab. III – Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato
<table>
<tr><td colspan="2">Stati Limite</td><td>P_{VR}: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Stati limite di esercizio</td><td>SLO</td><td>81%</td></tr>
<tr><td>SLD</td><td>63%</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Stati limite ultimi</td><td>SLV</td><td>10%</td></tr>
<tr><td>SLC</td><td>5%</td></tr>
</table>
Pertanto i periodi di ritorno dell'azione sismica di progetto sono quelli indicati nella tabella seguente:
<table>
<tr><td rowspan="2">Ponte tipo</td><td rowspan="2">Classe</td><td rowspan="2">Vita di rif.</td><td colspan="2">Periodo di ritorno</td></tr>
<tr><td>SLU
(T_{NCR})</td><td>SLD
(T_{DCR})</td></tr>
<tr><td>2</td><td>II</td><td>50</td><td>475</td><td>50</td></tr>
<tr><td>2</td><td>III</td><td>75</td><td>711</td><td>75</td></tr>
<tr><td>2</td><td>IV</td><td>100</td><td>950</td><td>100</td></tr>
<tr><td>3</td><td>II</td><td>100</td><td>950</td><td>100</td></tr>
<tr><td>3</td><td>III</td><td>150</td><td>1423</td><td>150</td></tr>
<tr><td>3</td><td>IV</td><td>200</td><td>1898</td><td>200</td></tr>
</table>
Qualora la protezione nei confronti degli stati limite di esercizio sia di prioritaria importanza i valori di P_{VR} forniti in tabella devono essere ridotti in funzione del grado di protezione che si vuole raggiungere.
</td>
</tr>
<tr>
<td>- 2.1(4)P</td>
<td>Nota</td>
<td>
I ponti sono classificati nelle classi d'uso II, III e IV, così definite:

Classe II: Ponti ed opere infrastrutturali viarie e ferroviarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni d'emergenza.
Classe III: Reti viarie extraurbane non ricadenti in classe IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza.
Classe IV: Reti viarie di tipo A o B di cui al DM 5/11/2001 n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade" e reti di tipo C, quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico.

</td>
</tr>
<tr>
<td>- 2.1(6)</td>
<td>Nota</td>
<td>I coefficienti di importanza così come definiti nell'EN1998.2, ove moltiplicano l'azione sismica, sono da assumere pari ad 1. In questo Appendice Nazionale l'importanza dei ponti è tenuta in conto direttamente nella definizione dell'azione sismica modificando i periodi di ritorno dell'azione stessa.</td>
</tr>
<tr>
<td>- 2.2.2(5)</td>
<td>Nota</td>
<td>La (5) non può essere applicata.</td>
</tr>
<tr>
<td>- 2.3.5.3(1)</td>
<td>Nota 2</td>
<td>Per la determinazione della lunghezza della cerniera plastica L_p, in mancanza di determinazioni più precise, si adotta l'espressione raccomandata riportata nell'Appendice E.</td>
</tr>
</table>

- 2.3.6.3(5)	Nota 1	Il valore dell'escursione consentita per componenti strutturali non critici deve essere maggiore della somma dello spostamento determinato dall'azione sismica relativa allo stato limite di danno e dello spostamento dovuto al 50% della variazione termica di progetto. I valori adottati sono quindi p_E=1.0 e p_T=0.5. Nei ponti di classe III e IV, la percorribilità del ponte deve essere comunque garantita.
- 2.3.7(1)	Nota 1	Per zona a sismicità molto bassa si intende la Zona 4.
- 2.3.7(1)	Nota 2	Non sono previsti metodi semplificati specifici per i ponti. Tuttavia, la verifica può essere condotta in campo elastico per ponti di qualsiasi categoria e in tutte le zone adottando un fattore di struttura q=1
- 3.2.2.3(1)P	Nota	Non si adotta la definizione raccomandata. Per la definizione di faglia attiva si rimanda, quando necessario, a valutazione specifiche.
- 3.3(1)P	Nota	La variabilità spaziale del moto deve essere considerata in conformità a quanto previsto al punto *4) Indicazioni aggiuntive* dell'Appendice Nazionale dell'EN1998-1. Pertanto non si forniscono indicazioni sul valore di L_{lim} che non interviene nell'analisi
- 3.3(3)		Il metodo semplificato di cui ai punti da 3.3(4) a 3.3(7) non può essere applicato. Si applica invece quanto indicato nell'Appendice Nazionale dell'EN1998-1 in relazione al punto 3.3(1)P precedente
- 3.3(4) - 3.3(5) -3.3.(6) -3.3.(7)P	Tutto il testo	Non si applica il metodo descritto.
- 4.1.2(4)P	Nota	Per ponti stradali il coefficiente $\psi_{2,1}$ ha generalmente valore nullo. Per ponti in condizioni di traffico severo, come definiti nella nota, o quando esplicitamente richiesto, si adotta per il coefficiente $\psi_{2,1}$ il valore raccomandato $\psi_{2,1}$=0.2. Per ponti ferroviari si adotta sempre $\psi_{2,1}$=0.2.
- 4.1.8(2)P	Nota	Si adotta il valore raccomandato ρ_0=2.0
- 5.3(4)	Nota	Per i fattori di sovraresistenza γ_0 si adotta l'espressione γ_0=0.7+0.2·q≥1.0, nella quale q è il valore del fattore di struttura utilizzato nel calcolo. Nel caso di sezioni in calcestruzzo armato con armatura di confinamento, quando il rapporto η_k tra la forza assiale e la resistenza a compressione della sezione di calcestruzzo eccede 0.1, il fattore di sovraresistenza va moltiplicato per $1+2(\eta_k-0.1)^2$. Per le sollecitazioni derivanti da appoggi scorrevoli o elastomerici si utilizza un fattore di sovra resistenza 1.30.
- 5.4(1)	Nota	L'incremento di momento flettente nella cerniera plastica dovuto agli effetti del II ordine è dato da: $\Delta M=q\cdot d_{Ed}\cdot N_{Ed}$ se $T_1\geq T_C$ $\Delta M=[1+(q-1)\cdot T_C/T_1]\cdot d_{Ed}\cdot N_{Ed}$ se $T_1<T_C$
- 5.6.2(2)P b	Nota	Per il coefficiente parziale γ_{Rd1} si adotta il valore raccomandato γ_{Rd1}=1.25.

- 5.6.3.3(1)P b	Nota	Per il calcolo del coefficiente parziale γ_{Bd} si adotta il procedimento n. 1, cosicché il il valore raccomandato è $1 \leq \gamma_{Bd} = \gamma_{Bd1} + 1 - (qV_{Ed}/V_{C,0}) \leq \gamma_{Bd1}$
- 6.2.1.4(1)P	Nota	Come raccomandato, è ammesso l'uso di tutte le tipologie di armatura di confinamento.
- 6.5.1(1)P	Nota	Come raccomandato, non si forniscono regole di verifica semplificate.
- 6.6.2.3(3)	Nota	Non si forniscono regole specifiche.
- 6.6.3.2(1)P	Nota	Per impedire il distacco dell' impalcato dagli appoggi si devono adottare ritegni verticali antisollevamento quando l'azione sismica di progetto eccede una percentuale p_H della reazione di compressione dell'appoggio, dovuta ai carichi permanenti, pari a - $p_H = 90\%$ nei ponti a comportamento duttile; - $p_H = 65\%$ nei ponti a comportamento limitatamente duttile.
- 6.7.3(7)	Nota	Si adottano i valori raccomandati di spostamento limite d_{lim} riportati in tabella, limitatamente alle classi d'importanza II, III e IV. Classe d'uso | d_{lim} [mm] II | 60 III | 45 IV | 30
- 7.4.1(1)P	Nota	La spettro di progetto deve essere considerato in conformità a quanto previsto nell'Appendice Nazionale dell'EN1998-1.
- 7.6.2(1)P	Nota	Le verifiche dei dispositivi dovranno essere condotte con riferimento alle azioni per lo SLC, invece che per lo SLV. Analogamente, la maggiore sicurezza rispetto all' instabilità, prevista dal punto 10.10(6), è garantita dalle prestazioni dei dispositivi, accertate mediante le procedure di prova previste nella EN 15129. Per tanto si assume sempre $\gamma_{IS}=1$. Inoltre per gli isolatori a scorrimento deve essere previsto un coefficiente maggiorativo degli spostamenti pari a 1,2
- 7.6.2(5)	Nota	Per il coefficiente parziale γ_m si adotta sempre il valore $\gamma_m=1.00$
- 7.7.1(2)	Nota	Si adottano i seguenti valori: $\delta_W=0$ $\delta_d=0$
- J.1(2)	Nota	I valori di temperatura $T_{min,b}$ devono essere definiti caso per caso in funzione della tipologia di impalcato e della localizzazione del sito. Vale comunque quanto indicato al punto 1.1.1(8) della presente Appendice Nazionale
- J.2(1)	Nota 2	Si adottano i valori dei fattori λ raccomandati e le linee guida dell'Appendice informativa JJ. Vale comunque quanto indicato al punto 1.1.1(8) della presente Appendice Nazionale

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

UNI EN 1998-3:2005

Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica Parte 3: Valutazione e adeguamento degli edifici

APPENDICE NAZIONALE ITALIANA alla UNI EN 1998-3:2005

Parametri adottati a livello nazionale
da utilizzare per la valutazione e l'adeguamento degli edifici esistenti per azioni sismiche

Appendice Nazionale

UNI-EN-1998-3 – Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica
Parte 3: Valutazione e adeguamento degli edifici

EN-1998-3 – Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance
Part 3: Assessment and retrofitting of buildings

1) Premessa

Questa Appendice nazionale contiene i parametri nazionali alla UNI-EN-1998-3.
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.

Gli interventi sulle strutture esistenti sono classificati in interventi di adeguamento, miglioramento, riparazione o intervento locale come definiti al paragrafo 8.4 Classificazione degli interventi della Normativa Tecnica Nazionale. L'applicazione dell UNI-EN-1998-3 non può prescindere da quanto la Normativa Tecnica Nazionale stabilisce per ogni categoria di intervento.

Gli interventi di adeguamento e miglioramento devono essere sottoposti a collaudo statico.

Per gli interventi finalizzati alla riduzione della vulnerabilità sismica sui beni del patrimonio culturale vincolato,un opportuno riferimento sono le "Linee guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale", allineamento alle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008 approvato dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici nella seduta del 23 luglio 2010. Tali linee guida sono adottabili per le costruzioni di valenza storico-artistica, anche se non vincolate".

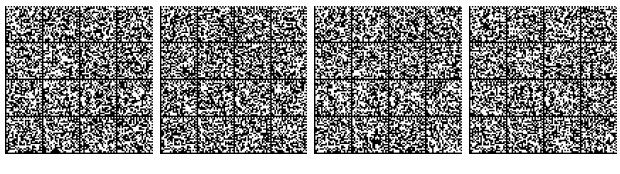
L'Appendice è stata approvata dal Consiglio Superiore dei LL. PP. in data 25/02/2011

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-1998-3 relativamente ai seguenti paragrafi:

1. 1.1(4) Appendici informative A, B e C
2. 2.1(2)P Numero di stati limite da considerare
3. 2.1(3)P Periodo di ritorno delle azioni sismiche sotto le quali si raccomanda che non siano superati gli stati limite
4. 2.2.1(7)P Coefficienti parziali per i materiali
5. 3.3.1(4) Coefficienti di confidenza
6. 3.4.4(1) Livelli di ispezione e di prova
7. 4.4.2(1)P Valore massimo del rapporto ρ_{max}/ρ_{min}



8. 4.4.4.5(2) Informazioni complementari, non contraddittorie sulle procedure di analisi statica non-lineare che possono cogliere gli effetti dei modi più alti
9. A.4.4.2(5) Coefficiente parziale alla determinazione per FRP
10. A.4.4.2(9) Coefficiente parziale dell'FRP.

Queste decisioni nazionali, relative ai paragrafi sopra citate, devono essere applicate per l'impiego in Italia della UNI-EN-1998-3.

2.2. Documenti normativi di riferimento
La presente appendice deve essere considerata quando si utilizzano tutti i documenti normativi che fanno esplicito riferimento alla UNI-EN-1998-3

3) Decisioni nazionali

Paragrafo	Pagina	Parametro nazionale - valore o prescrizione -
1.1(4)	5	APPENDICE A STRUTTURE IN CALCESTRUZZO ARMATO (informativa) L'appendice informativa A per le strutture in calcestruzzo armato è sostituito con quanto riportato ai punti C8A.1.B Costruzioni in calcestruzzo armato o in acciaio: dati necessari per la valutazione, C8.7.2 Costruzioni in cemento armato o in acciaio, C8A.6. Valutazione delle rotazioni di collasso di elementi di strutture in calcestruzzo armato e acciaio, C8A.7. Modelli di capacità per il rinforzo di elementi in calcestruzzo armato, della Circolare Ministeriale N617 del 2 Febbraio 2009 e dalle Linee guida per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Collaudo di Interventi di Rinforzo di strutture di c.a., c.a.p. e murarie mediante FRP del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. l'APPENDICE B STRUTTURE DI ACCIAIO E COMPOSTE (informativa) L'appendice B rimane informativa L'APPENDICE C EDIFICI DI MURATURA (informativa) L'appendice informativa C per le costruzioni in muratura è sostituito con quanto riportato ai punti C8.7.1 Costruzioni in muratura, C8A.3 Aggregati edilizi, C8A.4 Analisi dei meccanismi locali di collasso in edifici esistenti in muratura, C8A.5 Criteri per gli interventi di consolidamento di edifici in muratura della Circolare Ministeriale N617 del 2 Febbraio 2009.
2.1(2)P	9	Gli stati limite ultimi (SLU) e di esercizio (SLE) sono definiti nel successivo par. 4). La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguiti con riferimento ai soli SLU; nel caso in cui si effettui la verifica anche nei confronti degli SLE i relativi livelli di prestazione possono essere stabiliti dal Progettista di concerto con il Committente. Le verifiche agli SLU possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, in alternativa, per le costruzioni in calcestruzzo armato ed acciaio, alla condizione di collasso (SLC).
2.1(3)P	9	Gli stati limite ultimi (SLU) e di esercizio (SLE) sono definiti nel successivo par. 4). Per i periodi di ritorno riferiti ai diversi stati limite da verificare si assumono i valori indicati nella tabella II del successivo par. 4).
2.2.1(7)P	10	Si considerano i valori definiti nella appendice nazionale dell'EN-1998-1 5.2.4(1), (3) Si adottano i valori γ_M adottati per le condizioni di carico

		fondamentali contenute in 1992 -1-1 per le verifiche allo SLU 6.1.3(1) Per le verifiche agli stati limite ultimi, il fattore di sicurezza parziale sulla resistenza dell'acciaio è pari a $\gamma_s = 1,05$ 7.1.3(1), (3)Per il conglomerato e le armature da calcestruzzo 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: $\gamma_s = 1,05$ 9.6(3) Il coefficiente parziale di sicurezza della muratura γ_m per la verifica di sicurezza di costruzioni non può essere inferiore a 2. Per il conglomerato e le armature di acciaio utilizzate nella muratura armata e confinata si adottano i valori γ_M adottati per le condizioni di carico fondamentali contenute in 1992 -1-1 per le verifiche allo SLU: $\gamma_c = 1,50$, $\gamma_s = 1,15$
3.3.1(4)	12	I valori sono definiti dal progettista. Valori di riferimento sono indicati nella Circolare Ministeriale N617 del 2 Febbraio 2009 ove sono chiamati Fattori di Confidenza.
3.4.4(1)	15	I criteri, le modalità e le quantità devono essere definiti dal progettista. Indicazioni di riferimento sono date nella Circolare Ministeriale N617 del 2 Febbraio 2009
4.4.2(1)P	17	si adotta il valore consigliato
4.4.4.5(2)	18	L'appendice nazionale non fornisce riferimenti ad informazioni complementari e non contraddittorie.
A.4.4.2(5)	36	Per il coefficiente γ_{fd} parziale alla delaminazione per FRP si adotta quanto indicato nelle Linee guida per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Collaudo di Interventi di Rinforzo di strutture di c.a., c.a.p. e murarie mediante FRP del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici
A.4.4.2(9)	37	Non vengono fornite indicazioni aggiuntive

4) Indicazioni aggiuntive non contraddittorie

Nel seguito si danno informazioni aggiuntive sui parametri dell'appendice. Nel titolo dei sottoparagrafi si dà una descrizione sintetica del significato del parametro stesso. All'interno del paragrafo si riportano i punti delle Norme Tecniche Nazionali NTC 2008 G.U. 14/1/2008 con le relative numerazioni. Le tabelle hanno una numerazione relativa alla presente appendice e all'interno della didascalia è scritto il numero che le corrisponde nelle NTC '08.

2.1(2)P definizione degli stati limite e stati limite che occorre verificare per la valutazione sulle strutture esistenti e verifiche locali per le murature

3.2.1 STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.
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 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 (SLV): 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 parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche 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; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

8.3 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguiti con riferimento ai soli SLU; nel caso in cui si effettui la verifica anche nei confronti degli SLE i relativi livelli di prestazione possono essere stabiliti dal Progettista di concerto con il Committente.

Le Verifiche agli SLU possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, in alternativa, alla condizione di collasso (SLC).

Le costruzioni esistenti devono essere sottoposte a valutazione della sicurezza quando ricorra anche una delle seguenti situazioni:

- riduzione evidente della capacità resistente e/o deformativa della struttura o di alcune sue parti dovuta ad azioni ambientali (sisma, vento, neve e temperatura), significativo degrado e decadimento delle

caratteristiche meccaniche dei materiali, azioni eccezionali (urti, incendi, esplosioni), situazioni di funzionamento ed uso anomalo, deformazioni significative imposte da cedimenti del terreno di fondazione;

- provati gravi errori di progetto o di costruzione;

- cambio della destinazione d'uso della costruzione o di parti di essa, con variazione significativa dei carichi variabili e/o della classe d'uso della costruzione;

- interventi non dichiaratamente strutturali, qualora essi interagiscano, anche solo in parte, con elementi aventi funzione strutturale e, in modo consistente, ne riducano la capacità o ne modifichino la rigidezza.

Qualora le circostanze di cui ai punti precedenti riguardino porzioni limitate della costruzione, la valutazione della sicurezza potrà essere limitata agli elementi interessati e a quelli con essi interagenti, tenendo presente la loro funzione nel complesso strutturale.
La valutazione della sicurezza deve permettere di stabilire se:

- l'uso della costruzione possa continuare senza interventi;

- l'uso debba essere modificato (declassamento, cambio di destinazione e/o imposizione di limitazioni e/o cautele nell'uso);

- sia necessario procedere ad aumentare o ripristinare la capacità portante.

La valutazione della sicurezza dovrà effettuarsi ogni qual volta si eseguano gli interventi strutturali di cui al punto 8.4, e dovrà determinare il livello di sicurezza prima e dopo l'intervento.

Il Progettista dovrà esplicitare, in un'apposita relazione, i livelli di sicurezza attuali o raggiunti con l'intervento e le eventuali conseguenti limitazioni da imporre nell'uso della costruzione.

8.7.1 COSTRUZIONI IN MURATURA

Nelle costruzioni esistenti in muratura soggette ad azioni sismiche, particolarmente negli edifici, si possono manifestare meccanismi locali e meccanismi d'insieme.
I meccanismi locali interessano singoli pannelli murari o più ampie porzioni della costruzione, e sono favoriti dall'assenza o scarsa efficacia dei collegamenti tra pareti e orizzontamenti e negli incroci murari. I meccanismi globali sono quelli che interessano l'intera costruzione e impegnano i pannelli murari prevalentemente nel loro piano.

La sicurezza della costruzione deve essere valutata nei confronti di entrambi i tipi di meccanismo.

Per l'analisi sismica dei meccanismi locali si può far ricorso ai metodi dell'analisi limite dell'equilibrio delle strutture murarie, tenendo conto, anche se in forma approssimata, della resistenza a compressione, della tessitura muraria, della qualità della connessione tra le pareti murarie, della presenza di catene e tiranti. Con tali metodi è possibile valutare la capacità sismica in termini di resistenza (applicando un opportuno fattore di struttura) o di spostamento (determinando l'andamento dell'azione orizzontale che la struttura è progressivamente in grado di sopportare all'evolversi del meccanismo).
L'analisi sismica globale deve considerare, per quanto possibile, il sistema strutturale reale della costruzione, con particolare attenzione alla rigidezza e resistenza dei solai, e all'efficacia dei collegamenti degli elementi strutturali. Nel caso di muratura irregolare, la resistenza a taglio di calcolo per azioni nel piano di un pannello in muratura potrà essere calcolata facendo ricorso a formulazioni alternative rispetto a quelle adottate per opere nuove, purché di comprovata validità.
In presenza di edifici in aggregato, contigui, a contatto od interconnessi con edifici adiacenti, i metodi di verifica di uso generale per gli edifici di nuova costruzione possono non essere adeguati. Nell'analisi di un edificio facente parte di un aggregato edilizio occorre tenere conto delle possibili interazioni derivanti dalla contiguità strutturale con gli edifici adiacenti. A tal fine dovrà essere individuata l'unità strutturale (US) oggetto di studio, evidenziando le azioni che su di essa possono derivare dalle unità strutturali contigue.

L'US dovrà avere continuità da cielo a terra per quanto riguarda il flusso dei carichi verticali e, di norma, sarà delimitata o da spazi aperti, o da giunti strutturali, o da edifici contigui strutturalmente ma, almeno tipologicamente, diversi. Oltre a quanto normalmente previsto per gli edifici non disposti in aggregato, dovranno essere valutati gli effetti di: spinte non contrastate causate da orizzontamenti sfalsati di quota sulle pareti in comune con le US adiacenti, meccanismi locali derivanti da prospetti non allineati, US adiacenti di differente altezza.
L'analisi globale di una singola unità strutturale assume spesso un significato convenzionale e perciò può utilizzare metodologie semplificate. La verifica di una US dotata di solai sufficientemente rigidi può essere svolta, anche per edifici con più di due piani, mediante l'analisi statica non lineare, analizzando e verificando separatamente ciascun interpiano dell'edificio, e trascurando la variazione della forza assiale nei maschi murari dovuta all'effetto dell'azione sismica. Con l'esclusione di unità strutturali d'angolo o di testata, così come di parti di edificio non vincolate o non aderenti su alcun lato ad altre unità strutturali, l'analisi potrà anche essere svolta trascurando gli effetti torsionali, nell'ipotesi che i solai possano unicamente traslare nella direzione considerata dell'azione sismica. Nel caso invece di US d'angolo o di testata è comunque ammesso il ricorso ad analisi semplificate, purchè si tenga conto di possibili effetti torsionali e dell'azione aggiuntiva trasferita dalle US adiacenti applicando opportuni coefficienti maggiorativi delle azioni orizzontali.
Qualora i solai dell'edificio siano flessibili si potrà procedere all'analisi delle singole pareti o dei sistemi di pareti complanari, ciascuna parete essendo soggetta ai carichi verticali di competenza ed alle corrispondenti azioni del sisma nella direzione parallela alla parete.

2.1(3)P definizione dei periodi di ritorno riferiti ai diversi stati limite da verificare

C8.3 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Per valutazione della sicurezza si intende un procedimento quantitativo volto a:

- stabilire se una struttura esistente è in grado o meno di resistere alle combinazioni delle azioni di progetto contenute nelle NTC, oppure

- a determinare l'entità massima delle azioni, considerate nelle combinazioni di progetto previste, che la struttura è capace di sostenere con i margini di sicurezza richiesti dalle NTC, definiti dai coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni e sui materiali.

Le NTC forniscono gli strumenti per la valutazione di specifiche costruzioni ed i risultati non sono estendibili a costruzioni diverse, pur appartenenti alla stessa tipologia. Nell'effettuare la valutazione sarà opportuno tener conto delle informazioni, ove disponibili, derivanti dall'esame del comportamento di costruzioni simili sottoposte ad azioni di tipo simile a quelle di verifica. Ciò vale particolarmente quando si effettuano verifiche di sicurezza rispetto alle azioni sismiche.
I requisiti di sicurezza definiti nel Cap.8 fanno riferimento allo stato di danneggiamento della struttura, mediante gli stati limite definiti al § 2.2 delle NTC, per le combinazioni di carico non sismiche (Stati limite ultimi e Stati limite di esercizio) e al § 3.2.1 delle NTC, per le combinazioni di carico che includono il sisma (Stato limite di collasso, Stato limite di salvaguardia della vita e Stato limite di esercizio, a sua volta distinto in Stato limite di danno e Stato limite di operatività).
La presente Circolare fornisce criteri per la verifica di detti Stati limite.
Lo Stato limite di collasso viene considerato solo per costruzioni di calcestruzzo armato o di acciaio. La verifica nei confronti di tale Stato limite può essere eseguita in alternativa a quella di Stato limite di salvaguardia della vita.
Per le costruzioni soggette ad azioni sismiche si applica quanto riportato al § 2.4 delle NTC, relativamente a vita nominale (V_N), classi d'uso e periodo di riferimento per l'azione sismica (V_R). Per una più agevole lettura si riportano nella Tabella C8.1 le vite nominali previste dalla norma ed i corrispondenti periodi di riferimento dell'azione sismica per costruzioni con differenti classi d'uso C_U.
Nella Tabella C8.2 sono riportati i periodi di ritorno dell'azione sismica da considerare per le verifiche dei diversi Stati limite: Stato limite di operatività (SLO), di danno (SLD), di salvaguardia della vita (SLV) e di collasso (SLC). Nella stessa tabella, sono riportate anche le probabilità di superamento dell'azione sismica riferita ad un periodo di riferimento fisso pari a 50 anni. Queste probabilità possono risultare utili per valutare l'azione sismica di interesse per i diversi Stati limite e Classi d'uso, avendo a disposizione i dati di

pericolosità riferiti ad un periodo di 50 anni.

Tabella I (Tabella C8.1 Periodo di riferimento dell'azione sismica $V_R = V_N C_U$ (anni))

	Classe d'uso	I	II	III	IV
	Coeff. C_U	0,70	1,00	1,50	2,00
TIPI DI COSTRUZIONE	V_N	V_R			
Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva	10	35	35	35	35
Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	50	35	50	75	100
Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	100	70	100	150	200

Tabella II (Tabella C8.2 Periodo di ritorno dell'azione sismica (T_R) per i diversi stati limite e probabilità di superamento (P_{VR}) nel periodo di riferimento (V_R) e probabilità di superamento dell'azione sismica (P_T=50) riferito ad un periodo di riferimento fisso di V_R = 50 anni)

OPERE con V_N=10									
CLASSE D'USO		I	II	III	IV	I	II	III	IV
	P_{VR}	T_R				P_T=50			
SLO	0,81	21	21	21	21	91%	91%	91%	91%
SLD	0,63	35	35	35	35	76%	76%	76%	76%
SLV	0,1	332	332	332	332	14%	14%	14%	14%
SLC	0,05	682	682	682	682	7,1%	7,1%	7,1%	7,1%

OPERE con V_N=50									
CLASSE D'USO		I	II	III	IV	I	II	III	IV
	P_{VR}	T_R				P_T=50			
SLO	0,81	21	30	45	60	91%	81%	67%	56%
SLD	0,63	35	50	75	100	76%	63%	48%	39%
SLV	0,1	332	475	712	949	14%	10%	7%	5%
SLC	0,05	682	975	1462	1950	7,1%	5,0%	3,4%	2,5%

OPERE con V_N=100									
CLASSE D'USO		I	II	III	IV	I	II	III	IV
	P_{VR}	T_R				P_T=50			
SLO	0,81	42	60	90	120	69%	56%	43%	34%
SLD	0,63	70	100	150	200	51%	39%	28%	22%
SLV	0,1	664	949	1424	1898	7,3%	5,1%	3,5%	2,6%
SLC	0,05	1365	1950	2475	2475	3,6%	2,5%	1,7%	1,3%

Nota: si riporta testualmente quanto precisato nell'allegato A alle NTC in relazione all'assunzione del periodo di ritorno: "Visto l'intervallo di riferimento attualmente disponibile, si considereranno solo i valori di T_R compresi nell'intervallo 30 anni $\leq T_R \leq$ 2475 anni; se T_R < 30 anni si porrà T_R =30 anni, se T_R > 2475 anni si porrà T_R = 2475 anni. Azioni sismiche riferite a T_R più elevati potranno essere considerate per opere speciali".

3.3.1(4) definizione dei fattori di confidenza e 3.4.4(1) Livelli di ispezione e di prova

Si riporta quanto indicato nella Normativa Tecnica per le Costruzioni (NTC-2008):

8.5.4 LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA

Sulla base degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive sopra riportate, saranno individuati i "livelli di conoscenza" dei diversi parametri coinvolti nel modello (geometria, dettagli costruttivi e materiali), e definiti i correlati fattori di confidenza, da utilizzare come ulteriori coefficienti parziali di sicurezza che tengono conto delle carenze nella conoscenza dei parametri del modello.

C8.5.4 LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA

Il problema della conoscenza della struttura e dell'introduzione dei fattori di confidenza è stato discusso in C8.2. Una guida alla stima dei fattori di confidenza da utilizzare, in relazione ai livelli di conoscenza raggiunti, è riportata in Appendice C8A. Per le costruzioni di valenza storico-artistica potranno essere

adottati i fattori di confidenza contenuti nelle "Linee guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale", utilizzandole come in essa illustrato.

C8A.1.A COSTRUZIONI IN MURATURA: DATI NECESSARI E IDENTIFICAZIONE DEL LIVELLO DI CONOSCENZA

La conoscenza della costruzione in muratura oggetto della verifica è di fondamentale importanza ai fini di una adeguata analisi, e può essere conseguita con diversi livelli di approfondimento, in funzione dell'accuratezza delle operazioni di rilievo, dell'analisi storica e delle indagini sperimentali. Tali operazioni saranno funzione degli obiettivi preposti ed andranno ad interessare tutto o in parte la costruzione, a seconda della ampiezza e della rilevanza dell'intervento previsto.

C8A.1.A.1 Costruzioni in muratura: geometria

La conoscenza della geometria strutturale di edifici esistenti in muratura deriva di regola dalle operazioni di rilievo. Tali operazioni comprendono il rilievo, piano per piano, di tutti gli elementi in muratura, incluse eventuali nicchie, cavità, canne fumarie, il rilievo delle volte (spessore e profilo), dei solai e della copertura (tipologia e orditura), delle scale (tipologia strutturale), la individuazione dei carichi gravanti su ogni elemento di parete e la tipologia delle fondazioni. La rappresentazione dei risultati del rilevo viene effettuata attraverso piante, alzati e sezioni.
Viene inoltre rilevato e rappresentato l'eventuale quadro fessurativo, classificando possibilmente ciascuna lesione secondo la tipologia del meccanismo associato (distacco, rotazione, scorrimento, spostamenti fuori del piano, etc.), e deformativo (evidenti fuori piombo, rigonfiamenti, depressioni nelle volte, etc.). La finalità è di consentire, nella successiva fase diagnostica, l'individuazione dell'origine e delle possibili evoluzioni delle problematiche strutturali dell'edificio.

C8A.1.A.2 Costruzioni in muratura: dettagli costruttivi

I dettagli costruttivi da esaminare sono relativi ai seguenti elementi:

a) qualità del collegamento tra pareti verticali;

b) qualità del collegamento tra orizzontamenti e pareti ed eventuale presenza di cordoli di piano o di altri dispositivi di collegamento;

c) esistenza di architravi strutturalmente efficienti al di sopra delle aperture;

d) presenza di elementi strutturalmente efficienti atti ad eliminare le spinte eventualmente presenti;

e) presenza di elementi, anche non strutturali, ad elevata vulnerabilità;

f) tipologia della muratura (a un paramento, a due o più paramenti, con o senza riempimento a sacco, con o senza collegamenti trasversali, etc.), e sue caratteristiche costruttive (eseguita in mattoni o in pietra, regolare, irregolare, etc.).

Si distinguono:

- Verifiche in-situ limitate: sono basate su rilievi di tipo visivo effettuati ricorrendo, generalmente, a rimozione dell'intonaco e saggi nella muratura che consentano di esaminarne le caratteristiche sia in superficie che nello spessore murario, e di ammorsamento tra muri ortogonali e dei solai nelle pareti. I dettagli costruttivi di cui ai punti a) e b) possono essere valutati anche sulla base di una conoscenza appropriata delle tipologie dei solai e della muratura. In assenza di un rilievo diretto, o di dati sufficientemente attendibili, è opportuno assumere, nelle successive fasi di modellazione, analisi e verifiche, le ipotesi più cautelative.

- Verifiche in-situ estese ed esaustive: sono basate su rilievi di tipo visivo, effettuati ricorrendo,

generalmente, a saggi nella muratura che consentano di esaminarne le caratteristiche sia in superficie che nello spessore murario, e di ammorsamento tra muri ortogonali e dei solai nelle pareti. L'esame degli elementi di cui ai punti da a) ad f) è opportuno sia esteso in modo sistematico all'intero edificio.

C8A.1.A.3 Costruzioni in muratura: proprietà dei materiali

Particolare attenzione è riservata alla valutazione della qualità muraria, con riferimento agli aspetti legati al rispetto o meno della "regola dell'arte".
L'esame della qualità muraria e l'eventuale valutazione sperimentale delle caratteristiche meccaniche hanno come finalità principale quella di stabilire se la muratura in esame è capace di un comportamento strutturale idoneo a sostenere le azioni statiche e dinamiche prevedibili per l'edificio in oggetto, tenuto conto delle categorie di suolo, opportunamente identificate, secondo quanto indicato al § 3.2.2 delle NTC.
Di particolare importanza risulta la presenza o meno di elementi di collegamento trasversali (es. diatoni), la forma, tipologia e dimensione degli elementi, la tessitura, l'orizzontalità delle giaciture, il regolare sfalsamento dei giunti, la qualità e consistenza della malta. Di rilievo risulta anche la caratterizzazione di malte (tipo di legante, tipo di aggregato, rapporto legante/aggregato, livello di carbonatazione), e di pietre e/o mattoni (caratteristiche fisiche e meccaniche) mediante prove sperimentali. Malte e pietre sono prelevate in situ, avendo cura di prelevare le malte all'interno (ad almeno 5-6 cm di profondità nello spessore murario).

Si distinguono:

- Indagini in-situ limitate: servono a completare le informazioni sulle proprietà dei materiali ottenute dalla letteratura, o dalle regole in vigore all'epoca della costruzione, e per individuare la tipologia della muratura (in Tabella C8A.2.1 sono riportate alcune tipologie più ricorrenti).
Sono basate su esami visivi della superficie muraria. Tali esami visivi sono condotti dopo la rimozione di una zona di intonaco di almeno 1m x 1m, al fine di individuare forma e dimensione dei blocchi di cui è costituita, eseguita preferibilmente in corrispondenza degli angoli, al fine di verificare anche le ammorsature tra le pareti murarie. E' da valutare, anche in maniera approssimata, la compattezza della malta. Importante è anche valutare la capacità degli elementi murari di assumere un comportamento monolitico in presenza delle azioni, tenendo conto della qualità della connessione interna e trasversale attraverso saggi localizzati, che interessino lo spessore murario.

- Indagini in-situ estese: le indagini di cui al punto precedente sono effettuate in maniera estesa e sistematica, con saggi superficiali ed interni per ogni tipo di muratura presente. Prove con martinetto piatto doppio e prove di caratterizzazione della malta (tipo di legante, tipo di aggregato, rapporto legante/aggregato, etc.), e eventualmente di pietre e/o mattoni (caratteristiche fisiche e meccaniche) consentono di individuare la tipologia della muratura (si veda la Tabella C8A.2.1 per le tipologie più ricorrenti). È opportuna una prova per ogni tipo di muratura presente. Metodi di prova non distruttivi (prove soniche, prove sclerometriche, penetrometriche per la malta, etc.) possono essere impiegati a complemento delle prove richieste. Qualora esista una chiara, comprovata corrispondenza tipologica per materiali, pezzatura dei conci, dettagli costruttivi, in sostituzione delle prove sulla costruzione oggetto di studio possono essere utilizzate prove eseguite su altre costruzioni presenti nella stessa zona. Le Regioni potranno, tenendo conto delle specificità costruttive del proprio territorio, definire zone omogenee a cui riferirsi a tal fine.

- Indagini in-situ esaustive: servono per ottenere informazioni quantitative sulla resistenza del materiale. In aggiunta alle verifiche visive,ai saggi interni ed alle prove di cui ai punti precedenti, si effettua una ulteriore serie di prove sperimentali che, per numero e qualità, siano tali da consentire di valutare le caratteristiche meccaniche della muratura. La misura delle caratteristiche meccaniche della muratura si ottiene mediante esecuzione di prove, in situ o in laboratorio (su elementi non disturbati prelevati dalle strutture dell'edificio). Le prove possono in generale comprendere prove di compressione diagonale su pannelli o prove combinate di compressione verticale e taglio. Metodi di prova non distruttivi possono essere impiegati in combinazione, ma non in completa sostituzione di quelli sopra descritti. Qualora esista una chiara, comprovata corrispondenza tipologica per materiali, pezzatura dei conci, dettagli costruttivi, in sostituzione delle prove sulla costruzione oggetto di studio possono essere utilizzate prove eseguite su altre costruzioni presenti nella stessa zona. Le Regioni potranno, tenendo conto delle specificità costruttive del proprio territorio, definire zone omogenee a cui riferirsi a tal fine.
I risultati delle prove sono esaminati e considerati nell'ambito di un quadro di riferimento tipologico

generale, che tenga conto dei risultati delle prove sperimentali disponibili in letteratura sino a quel momento per le tipologie murarie in oggetto e che consenta di valutare, anche in termini statistici, la effettiva rappresentatività dei valori trovati. I risultati delle prove sono utilizzati in combinazione con quanto riportato nella Tabella C8A.2.1, secondo quanto riportato al § C8A.1.A.4.

C8A.1.A.4 Costruzioni in muratura: livelli di conoscenza

Con riferimento al livello di conoscenza acquisito, si possono definire i valori medi dei parametri meccanici ed i fattori di confidenza secondo quanto segue:

- il livello di conoscenza LC3 si intende raggiunto quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ estese ed esaustive sui dettagli costruttivi, indagini in situ esaustive sulle proprietà dei materiali; il corrispondente fattore di confidenza è FC=1;

- il livello di conoscenza LC2 si intende raggiunto quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ estese ed esaustive sui dettagli costruttivi ed indagini in situ estese sulle proprietà dei materiali; il corrispondente fattore di confidenza è FC=1.2;

- il livello di conoscenza LC1 si intende raggiunto quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ limitate sui dettagli costruttivi ed indagini in situ limitate sulle proprietà dei materiali; il corrispondente fattore di confidenza è FC=1.35.

Per i diversi livelli di conoscenza, per ogni tipologia muraria, i valori medi dei parametri meccanici possono essere definiti come segue:

- LC1
  - o Resistenze: i minimi degli intervalli riportati in Tabella C8A.2.1 per la tipologia muraria in considerazione.
  - o Moduli elastici: i valori medi degli intervalli riportati nella tabella suddetta.
- LC2
  - o Resistenze: medie degli intervalli riportati in Tabella C8A.2.1 per la tipologia muraria in considerazione.
  - o Moduli elastici: valori medi degli intervalli riportati nella tabella suddetta.

- LC3 – caso a), nel caso siano disponibili tre o più valori sperimentali di resistenza

  - o Resistenze: media dei risultati delle prove
  - o Moduli elastici: media delle prove o valori medi degli intervalli riportati nella Tabella C8A.2.1 per la tipologia muraria in considerazione.

- LC3 – caso b), nel caso siano disponibili due valori sperimentali di resistenza

  - o Resistenze: se il valore medio delle resistenze è compreso nell'intervallo riportato nella Tabella C8A.2.1 per la tipologia muraria in considerazione si assumerà il valore medio dell'intervallo, se è maggiore dell'estremo superiore dell'intervallo si assume quest'ultimo come resistenza, se è inferiore al minimo dell'intervallo, si utilizza come valore medio il valore medio sperimentale.
  - o Moduli elastici: vale quanto indicato per il caso LC3 – caso a.)

- LC3 – caso c), nel caso sia disponibile un valore sperimentale di resistenza

  - o Resistenze: se il valore di resistenza è compreso nell'intervallo riportato nella Tabella C8A.2.1 per la tipologia muraria in considerazione, oppure superiore, si assume il valore medio dell'intervallo, se il valore di resistenza è inferiore al minimo dell'intervallo, si utilizza come valore medio il valore sperimentale.
  - o Moduli elastici: vale quanto indicato per il caso LC3 – caso a.)

La relazione tra livelli di conoscenza e fattori di confidenza è sintetizzata nella Tabella C8A.1.1.

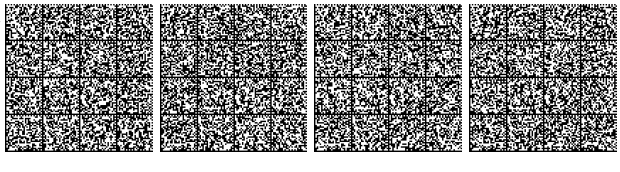


Tabella III (Tabella C8A.1.1 – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti valori dei fattori di confidenza per edifici in muratura)

Livello di Conoscenza	Geometria	Dettagli costruttivi	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Rilievo muratura, volte, solai, scale. Individuazione carichi gravanti su ogni elemento di parete. Individuazione tipologia fondazioni. Rilievo eventuale quadro fessurativo e deformativo.	verifiche in situ limitate	Indagini in situ limitate Resistenza: valore minimo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1.	tutti	1.35
LC2		verifiche in situ estese ed esaustive	Indagini in situ estese Resistenza: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1		1.20
LC3			Indagini in situ esaustive -caso a) (disponibili 3 o più valori sperimentali di resistenza) Resistenza: media dei risultati delle prove Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 -caso b) (disponibili 2 valori sperimentali di resistenza) Resistenza: se valore medio sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, valore medio dell'intervallo di Tabella C8A.2.1; se valore medio sperimentale maggiore di estremo superiore intervallo, quest'ultimo; se valore medio sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore medio sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a). -caso c) (disponibile 1 valore sperimentale di resistenza) Resistenza: se valore sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, oppure superiore, valore medio dell'intervallo; se valore sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a).		1.00

C8A.2. TIPOLOGIE E RELATIVI PARAMETRI MECCANICI DELLE MURATURE

Nella Tabella C8A.2.1 sono indicati i valori di riferimento che possono essere adottati nelle analisi, secondo quanto indicato al § C8A.1.A.4 in funzione del livello di conoscenza acquisito.
Il riconoscimento della tipologia muraria è condotto attraverso un dettagliato rilievo degli aspetti costruttivi (§ C8A.1.A.2). E' noto che la muratura presenta, a scala nazionale, una notevole varietà per tecniche costruttive e materiali impiegati ed un inquadramento in tipologie precostituite può risultare problematico. I moduli di elasticità normale E e tangenziale G sono da considerarsi relativi a condizioni non fessurate, per cui le rigidezze dovranno essere opportunamente ridotte.

Tabella IV (Tabella C8A.2.1 - Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura, riferiti alle seguenti condizioni: malta di caratteristiche scarse, assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata, tessitura (nel caso di elementi regolari) a regola d'arte; f_m = resistenza media a compressione della muratura, τ_0 = resistenza media a taglio della muratura, E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio della muratura)

Tipologia di muratura	f_m (N/cm^2)	τ_0 (N/cm^2)	E (N/mm^2)	G (N/mm^2)	w (kN/m^3)
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100 180	2,0 3,2	690 1050	230 350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200 300	3,5 5,1	1020 1440	340 480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260 380	5,6 7,4	1500 1980	500 660	21
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140 240	2,8 4,2	900 1260	300 420	16
Muratura a blocchi lapidei squadrati	600 800	9,0 12,0	2400 3200	780 940	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240 400	6,0 9,2	1200 1800	400 600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤ 40%)	500 800	24 32	3500 5600	875 1400	15
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400 600	30,0 40,0	3600 5400	1080 1620	12
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300 400	10,0 13,0	2700 3600	810 1080	11
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150 200	9,5 12,5	1200 1600	300 400	12
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300 440	18,0 24,0	2400 3520	600 880	14

Nel caso delle murature storiche, i valori indicati nella Tabella C8A.2.1 (relativamente alle prime sei tipologie) sono da riferirsi a condizioni di muratura con malta di scadenti caratteristiche, giunti non particolarmente sottili ed in assenza di ricorsi o listature che, con passo costante, regolarizzino la tessitura ed in particolare l'orizzontalità dei corsi. Inoltre si assume che, per le murature storiche, queste siano a paramenti scollegati, ovvero manchino sistematici elementi di connessione trasversale (o di ammorsamento per ingranamento tra i paramenti murari).

I valori indicati per le murature regolari sono relativi a casi in cui la tessitura rispetta la regola dell'arte. Nei

casi di tessitura scorretta (giunti verticali non adeguatamente sfalsati, orizzontalità dei filari non rispettata), i valori della tabella devono essere adeguatamente ridotti.
Nel caso in cui la muratura presenti caratteristiche migliori rispetto ai suddetti elementi di valutazione, le caratteristiche meccaniche saranno ottenute, a partire dai valori di Tabella C8A.2.1, applicando coefficienti migliorativi fino ai valori indicati nella Tabella C8A.2.2, secondo le seguenti modalità:

- malta di buone caratteristiche: si applica il coefficiente indicato in Tabella C8A.2.2, diversificato per le varie tipologie, sia ai parametri di resistenza (f_m e τ_0), sia ai moduli elastici (E e G);

- giunti sottili (< 10 mm): si applica il coefficiente, diversificato per le varie tipologie, sia ai parametri di resistenza (f_m e τ_0), sia ai moduli elastici (E e G); nel caso della resistenza a taglio l'incremento percentuale da considerarsi è metà rispetto a quanto considerato per la resistenza a compressione; nel caso di murature in pietra naturale è opportuno verificare che la lavorazione sia curata sull'intero spessore del paramento.

- presenza di ricorsi (o listature): si applica il coefficiente indicato in tabella ai soli parametri di resistenza (f_m e τ_0); tale coefficiente ha significato solo per alcune tipologie murarie, in quanto nelle altre non si riscontra tale tecnica costruttiva;

- presenza di elementi di collegamento trasversale tra i paramenti: si applica il coefficiente indicato in tabella ai soli parametri di resistenza (f_m e τ_0); tale coefficiente ha significato solo per le murature storiche, in quanto quelle più recenti sono realizzate con una specifica e ben definita tecnica costruttiva ed i valori in Tabella C8A.2.1 rappresentano già la possibile varietà di comportamento.

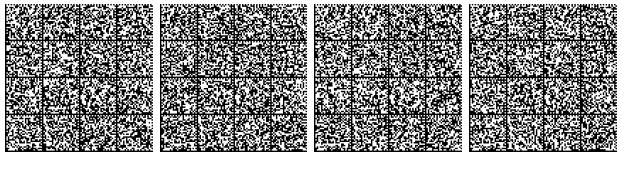
Le diverse tipologie di Tabella C8A.2.1 assumono che la muratura sia costituita da due paramenti accostati, o con un nucleo interno di limitato spessore (inferiore allo spessore del paramento); fanno eccezione il caso della muratura a conci sbozzati, per la quale è implicita la presenza di un nucleo interno (anche significativo ma di discrete caratteristiche), e quello della muratura in mattoni pieni, che spesso presenta un nucleo interno con materiale di reimpiego reso coeso. Nel caso in cui il nucleo interno sia ampio rispetto ai paramenti e/o particolarmente scadente, è opportuno ridurre opportunamente i parametri di resistenza e deformabilità, attraverso una omogeneizzazione delle caratteristiche meccaniche nello spessore. In assenza di valutazioni più accurate è possibile penalizzare i suddetti parametri meccanici attraverso il coefficiente indicato in Tabella C8A.2.2.

In presenza di murature consolidate, o nel caso in cui si debba valutare la sicurezza dell'edificio rinforzato, è possibile valutare le caratteristiche meccaniche per alcune tecniche di intervento, attraverso i coefficienti indicati in Tabella C8A.2.2, secondo le seguenti modalità:

- consolidamento con iniezioni di miscele leganti: si applica il coefficiente indicato in tabella, diversificato per le varie tipologie, sia ai parametri di resistenza (f_m e τ_0), sia ai moduli elastici (E e G); nel caso in cui la muratura originale fosse stata classificata con malta di buone caratteristiche, il suddetto coefficiente va applicato al valore di riferimento per malta di scadenti caratteristiche, in quanto il risultato ottenibile attraverso questa tecnica di consolidamento è, in prima approssimazione, indipendente dalla qualità originaria della malta (in altre parole, nel caso di muratura con malta di buone caratteristiche, l'incremento di resistenza e rigidezza ottenibile è percentualmente inferiore);

- consolidamento con intonaco armato: per definire parametri meccanici equivalenti è possibile applicare il coefficiente indicato in tabella, diversificato per le varie tipologie, sia ai parametri di resistenza (f_m e τ_0), sia ai moduli elastici (E e G); per i parametri di partenza della muratura non consolidata non si applica il coefficiente relativo alla connessione trasversale, in quanto l'intonaco armato, se correttamente eseguito collegando con barre trasversali uncinate i nodi delle reti di armatura sulle due facce, realizza, tra le altre, anche questa funzione. Nei casi in cui le connessioni trasversali non soddisfino tale condizione, il coefficiente moltiplicativo dell'intonaco armato deve essere diviso per il coefficiente relativo alla connessione trasversale riportato in tabella;

- consolidamento con diatoni artificiali: in questo caso si applica il coefficiente indicato per le murature dotate di una buona connessione trasversale.



I valori sopra indicati per le murature consolidate possono essere considerati come riferimento nel caso in cui non sia comprovata, con opportune indagini sperimentali, la reale efficacia dell'intervento e siano quindi misurati, con un adeguato numero di prove, i valori da adottarsi nel calcolo.

Tabella V (Tabella C8A.2.2 - Coefficienti correttivi dei parametri meccanici (indicati in Tabella C8A.2.1) da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone o ottime; giunti sottili; ricorsi o listature; sistematiche connessioni trasversali; nucleo interno particolarmente scadente e/o ampio; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato).

Tipologia di muratura	Malta buona	Giunti sottili (<10 mm)	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Nucleo scadente e/o ampio	Iniezione di miscele leganti	Intonaco armato *
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	-	1,3	1,5	0,9	2	2,5
Muratura a conci sbozzati, con paramen-to di limitato spessore e	1,4	1,2	1,2	1,5	0,8	1,7	2
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	-	1,1	1,3	0,8	1,5	1,5
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,5	1,5	-	1,5	0,9	1,7	2
Muratura a blocchi lapidei squadrati	1,2	1,2	-	1,2	0,7	1,2	1,2
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,5	1,5	-	1,3	0,7	1,5	1,5

* Valori da ridurre convenientemente nel caso di pareti di notevole spessore (p.es. > 70 cm).

C8A.1.B COSTRUZIONI IN CALCESTRUZZO ARMATO O IN ACCIAIO: DATI NECESSARI PER LA VALUTAZIONE

Nel paragrafo C8A.1.B Costruzioni in calcestruzzo armato o in acciaio: dati necessari per la valutazione, delle appendici della Circolare Ministeriale n. 617 del 2 Febbraio 2009 sono indicati i livelli di conoscenza e i valori per i fattori di confidenza per le strutture in calcestruzzo e in acciaio. Nella seguente tabella VI si riporta quanto ivi indicato.

Tabella VI (Tabella C8A.1.2 – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio)

Livello di Conoscenza	Geometria (carpenteric)	Dettagli costruttivi	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e limitate verifiche in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e limitate prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
LC2		Disegni costruttivi incompleti con limitate verifiche in situ oppure estese verifiche in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con limitate prove in-situ oppure estese prove in-situ	Tutti	1.20
LC3		Disegni costruttivi completi con limitate verifiche in situ oppure esaustive verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con estese prove in situ oppure esaustive prove in-situ	Tutti	1.00

C8A.1.B.3 Costruzioni in calcestruzzo armato o in acciaio: livelli di conoscenza

Si riportano le tabelle C8A.1.3a e C8A.1.3b relative alla definizione orientativa dei livelli di rilievo e prove per edifici in calcestruzzo armato e per edifici in acciaio. Per la definizione della tipologia di verifica limitata, estesa o esaustiva si rimanda allo stesso paragrafo C8A.1.B.3 della Circolare n. 617.

Tabella VII *(Tabella C8A.1.3a – Definizione orientativa dei livelli di rilievo e prove per edifici in c.a.)*

	Rilievo (dei dettagli costruttivi)(a)	Prove (sui materiali) (b)(c)
	Per ogni tipo di elemento "primario" (trave, pilastro...)	
Verifiche limitate	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 15% degli elementi	1 provino di cls. per 300 m2 di piano dell'edificio, 1 campione di armatura per piano dell'edificio
Verifiche estese	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 35% degli elementi	2 provini di cls. per 300 m2 di piano dell'edificio, 2 campioni di armatura per piano dell'edificio
Verifiche esaustive	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 50% degli elementi	3 provini di cls. per 300 m2 di piano dell'edificio, 3 campioni di armatura per piano dell'edificio

Tabella VIII *(Tabella C8A.1.3b – Definizione orientativa dei livelli di rilievo e prove per edifici in acciaio.)*

	Rilievo (dei collegamenti)(a)	Prove (sui materiali) (b)
	Per ogni tipo di elemento "primario" (trave, pilastro...)	
Verifiche limitate	Le caratteristiche dei collegamenti sono verificate per almeno il 15% degli elementi	1 provino di acciaio per piano dell'edificio, 1 campione di bullone o chiodo per piano dell'edificio
Verifiche estese	Le caratteristiche dei collegamenti sono verificate per almeno il 35% degli elementi	2 provini di acciaio per piano dell'edificio, 2 campioni di bullone o chiodo per piano dell'edificio
Verifiche esaustive	Le caratteristiche dei collegamenti sono verificate per almeno il 50% degli elementi	3 provini di acciaio per piano dell'edificio, 3 campioni di bullone o chiodo per piano dell'edificio

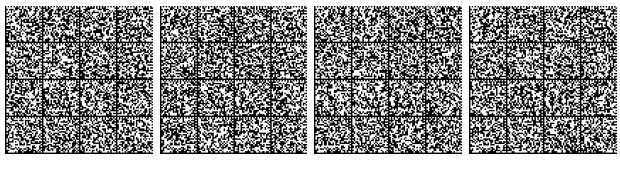
NOTE ESPLICATIVE ALLA TABELLA C8A.1.3 (a, b)
Le percentuali di elementi da verificare ed il numero di provini da estrarre e sottoporre a prove di resistenza riportati nella Tabella C8A.1.3 hanno valore indicativo e vanno adattati ai singoli casi, tenendo conto dei seguenti aspetti:

(a) Nel controllo del raggiungimento delle percentuali di elementi indagati ai fini del rilievo dei dettagli costruttivi si tiene conto delle eventuali situazioni ripetitive, che consentano di estendere ad una più ampia percentuale i controlli effettuati su alcuni elementi strutturali facenti parte di una serie con evidenti caratteristiche di ripetibilità, per uguale geometria e ruolo nello schema strutturale.

(b) Le prove sugli acciai sono finalizzate all'identificazione della classe dell'acciaio utilizzata con riferimento alla normativa vigente all'epoca di costruzione. Ai fini del raggiungimento del numero di prove sull'acciaio necessario per il livello di conoscenza è opportuno tener conto dei diametri (nelle strutture in c.a.) o dei profili (nelle strutture in acciaio) di più diffuso impiego negli elementi principali con esclusione delle staffe.

(c) Ai fini delle prove sui materiali è consentito sostituire alcune prove distruttive, non più del 50%, con un più ampio numero, almeno il triplo, di prove non distruttive, singole o combinate, tarate su quelle distruttive.

(d) Il numero di provini riportato nelle tabelle 8A.3a e 8A.3b può esser variato, in aumento o in diminuzione, in relazione alle caratteristiche di omogeneità del materiale. Nel caso del calcestruzzo in opera tali caratteristiche sono spesso legate alle modalità costruttive tipiche dell'epoca di costruzione e del tipo di manufatto, di cui occorrerà tener conto nel pianificare l'indagine. Sarà opportuno, in tal senso, prevedere l'effettuazione di una seconda campagna di prove integrative, nel caso in cui i risultati della prima risultino fortemente disomogenei.



Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

UNI EN 1998-4:2006

Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza in zona sismica Parte 4: Silos, serbatoi e condotte

APPENDICE NAZIONALE ITALIANA alla UNI EN 1998-4:2006

Parametri adottati a livello nazionale
da utilizzare per la progettazione di silos, serbatoi e condotte per azioni sismiche

Appendice Nazionale

UNI-EN-1998-4 – Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica.
Parte 4- Silos, serbatoi e condotte.
EN-1998-4 – Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance.
Part 4: Silos, tanks and pipelines.

1) Premessa

Questa Appendice nazionale contiene i parametri nazionali alla UNI-EN-1998-4.
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 .25/02/2011

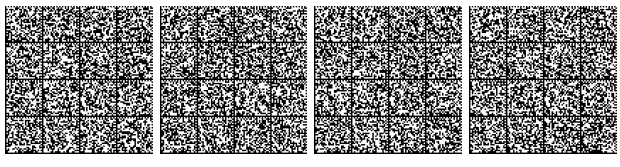
2) Introduzione

2.1. Campo di applicazione

Questa Appendice nazionale contiene al punto 3 le decisioni sui parametri nazionali che debbono essere fissati nella UNI-EN-1998-4 relativamente ai seguenti paragrafi:

1. 1.1(4) Additional requirements for facilities associated with large risks to the population or the environment.
2. 2.1.2(4)P Reference return period T_{NCR} of seismic action for the ultimate limit state (or, equivalently, reference probability of exceedance in 50 years, P_{NCR}).
3. 2.1.3(5)P Reference return period T_{DLR} of seismic action for the damage limitation state (or, equivalently, reference probability of exceedance in 10 years, P_{DLR}).
4. 2.1.4(8) Importance factors for silos, tanks and pipelines.
5. 2.2(3) Reduction factor ν, for the effects of the seismic action relevant to the damage limitation state.
6. 2.3.3.3(2)P Maximum value of radiation damping for soil structure interaction analysis, ξ_{max}
7. 2.5.2(3)P Values of φ for silos, tanks and pipelines.
8. 3.1(2)P Unit weight of the particulate solid in silos, ν, in the seismic design situation.
9. 4.5.1.3(3) Amplification factor on forces transmitted by the piping to region of attachment on the tank wall, for the design of the region to remain elastic in the damage limitation state.
10. 4.5.2.3(2)P Overstrength factor on design resistance of piping in the verification that the connection of the piping to the tank will not yield prior to the piping in the ultimate limit state.

Queste decisioni nazionali, relative ai paragrafi sopra citate, devono essere applicate per l'impiego in Italia della UNI-EN-1998-4.



2.2. Documenti normativi di riferimento

La presente appendice deve essere considerata quando si utilizzano tutti i documenti normativi che fanno esplicito riferimento alla UNI-EN-1998-4

3) Decisioni nazionali

<table>
<tr><th>Paragrafo</th><th>Riferimento</th><th>Parametro nazionale
- valore o prescrizione -</th></tr>
<tr><td>1.1(4)</td><td>Nota</td><td>In relazione ai rischi ambientali e per la popolazione, le autorità competenti potranno dare prescrizioni aggiuntive rispetto a quelle riportate nella presente norma.</td></tr>
<tr><td>2.1.2(4)P</td><td>Nota</td><td>La vita nominale dei diversi tipi di opere è riportata nella tabella I e deve essere precisata nei documenti di progetto.
Tab. I - Vita nominale V_N per diversi tipi di opere
<table>
<tr><th>TIPO</th><th>DESCRIZIONE</th><th>Vita nominale V_N (in anni)</th></tr>
<tr><td>1</td><td>Strutture provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva(1)</td><td>≤ 10</td></tr>
<tr><td>2</td><td>Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe, di dimensioni contenute, o di importanza normale</td><td>≥ 50</td></tr>
<tr><td>3</td><td>Opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe, di grandi dimensioni, o di importanza strategica</td><td>≥ 100</td></tr>
</table>
(1) Le verifiche sismiche di opere provvisorie o strutture in fase costruttiva possono omettersi quando le relative durate previste in progetto siano inferiori a 2 anni

Le costruzioni sono classificate in quattro classi d'importanza, definite al successivo punto 2.1.4(8).

Le azioni sismiche vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U, definito oltre:
$V_R = V_N \cdot C_U$

Per strutture con V_R=50 anni, per lo stato limite di salvaguardia della vita, definito nel paragrafo 4 della presente Appendice Nazionale, si adotta il valore consigliato T_{NCR} = 475 anni, P_{NCR} =10% in 50 anni.

Per strutture con V_R=75 anni, T_{NCR} = 712.5 anni

Per strutture con V_R=100 anni, T_{NCR} = 950 anni</td></tr>
<tr><td>2.1.3(5)P</td><td>Nota</td><td>Per strutture con V_R=50 anni, per lo stato limite di danno, definito nel paragrafo 4 della presente Appendice Nazionale, si adotta il valore T_{DLR} = 50 anni, P_{DLR} =63% in 50 anni.

Per strutture con V_R=75 anni, T_{DLR} = 75 anni

Per strutture con V_R=100 anni, T_{DLR} = 100 anni

Per le strutture nelle quali la protezione nei confronti degli stati limite di esercizio sia di prioritaria importanza:

per strutture tipo 2, T_{DLR} = 92 anni , P_{DLR} = 42% in 50 anni</td></tr>
</table>

<table>
<tr><td></td><td></td><td>per strutture tipo 3, T_{DLR} = 132 anni, P_{DLR} =31.5% in 50 anni</td></tr>
<tr><td>2.1.4(8)</td><td>Nota</td><td>I coefficienti di importanza così come definiti nel EN-1998-1, ove moltiplicano l'azione sismica, sono da assumere pari ad 1.

In questo Annesso Tecnico Nazionale l' importanza delle strutture trattate è tenuta in conto direttamente nella definizione dell'azione sismica modificando i periodi medi di ritorno o dividendo l'associata probabilità di superamento per dei coefficienti detti Coefficienti d'uso, C_u.

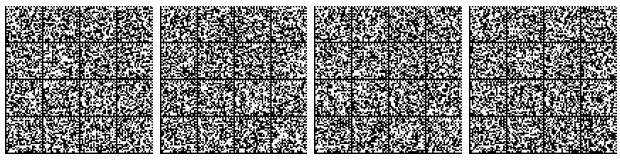
I Coefficienti d'uso sono definiti per le quattro classi d'uso. La classe d'uso I ha coefficiente d'uso C_u=0,7, la classe d'uso II ha coefficiente d'uso C_u=1,0, le classi III e IV hanno coefficienti d'uso C_u=1,5 e C_u=2,0, rispettivamente (tabella II). Nel paragrafo 4 è riportata la definizione delle classi d'uso.

Tab. II – Coefficienti d'uso C_u per le diverse classi d'uso
<table><tr><th>Classe d'uso</th><th>C_u</th></tr><tr><td>I</td><td>0,7</td></tr><tr><td>II</td><td>1</td></tr><tr><td>III</td><td>1,5</td></tr><tr><td>IV</td><td>2</td></tr></table>
I Coefficienti d'uso Cu modificano, moltiplicandolo, il periodo medio di ritorno definito per Cu=1. Esso quindi diminuisce per la classe d'uso I e aumenta per la III e la IV.
Per le strutture nelle quali la protezione nei confronti degli stati limite di esercizio sia di prioritaria importanza, il fattore C_u divide il valore di P_{DLR} con cui ricavare i periodi di ritorno.</td></tr>
<tr><td>2.2(3)</td><td>Nota</td><td>La valutazione dello spostamento per lo stato limite di danno si fa con il relativo spettro di risposta assumendo:

v=1

Per le strutture di classe III e IV la verifica va fatta anche con l' azione relativa allo stato limite di operatività (SLO) assumendo:

v=1,5</td></tr>
<tr><td>2.3.3.3(2)P</td><td>Nota</td><td>Si mantiene il valore raccomandato</td></tr>
<tr><td>2.5.2(3)P</td><td>Nota</td><td>Si mantengono i valori raccomandati</td></tr>
<tr><td>3.1(2)P</td><td>Nota</td><td>Si adottano i valori indicati nella tabella 3.1.I della normativa tecnica nazionale. Per i materiali non compresi nella precedente tabella, si può far riferimento a quanto indicato nella tabella E1 dello EN 1991-4:2006 o a specifiche indagini sperimentali assumendo i valori nominali come valori caratteristici.</td></tr>
<tr><td>4.5.1.3(3)</td><td>Nota</td><td></td></tr>
</table>



		Si mantiene il valore raccomandato
4.5.2.3(2)P	Nota	Si mantiene il valore raccomandato

4) Indicazioni aggiuntive non contraddittorie

2.1.2(4)P periodo di ritorno T_{NCR} dell'azione sismica allo stato limite ultimo e 2.1.3(5)P per lo stato limite di danno e 2.1.4(8) classi d'uso

Si riporta quanto indicato nella Normativa Tecnica per le Costruzioni (NTC-2008):

2.4 VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO definisce:

2.4.1 VITA NOMINALE
La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tab. 2.4.I e deve essere precisata nei documenti di progetto.

Tab. 2.4.I - Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

	TIPI DI COSTRUZIONE	Vita nominale V_N (in anni)
1	Strutture provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva[1]	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe, di dimensioni contenute, o di importanza normale	≥ 50
3	Opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe, di grandi dimensioni, o di importanza strategica	≥ 100

[1]Le verifiche sismiche di opere provvisorie o strutture in fase costruttiva possono omettersi quando le relative durate previste in progetto siano inferiori a 2 anni.

2.4.2 CLASSI D'USO
In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

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

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

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

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

2.4.3 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

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

$$V_R = V_N \cdot C_U \qquad (2.4.1)$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in tabella 1.

Tabella 1 (Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U della Normativa Tecnica Nazionale)

Classe d'uso	I	II	III	IV
Coefficiente C_u	0,7	1,0	1,5	2,0

Se $V_R \leq 35$ anni si pone comunque $V_R = 35$ anni.

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

3.2.1 STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

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 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 (SLV):** 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 parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche 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; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le probabilità di superamento P_{VR} nella vita di riferimento , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva tabella 2.

Tabella 2 (Tabella 3.2.I della Normativa Tecnica Nazionale– Probabilità di superamento P^*_{VR} 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	SLV	10%
	SLC	5%

Qualora la protezione nei confronti degli stati limite di esercizio sia di prioritaria importanza, i valori di P_{VR} forniti in tabella devono essere ridotti in funzione del grado di protezione che si vuole raggiungere.

C3.2.I STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO

Ai quattro stati limite sono stati attribuiti (v. Tabella3.2.I delle NTC) valori della probabilità di superamento P_{VR} pari rispettivamente a 81%, 63%, 10% e 5%, valori che restano immutati quale che sia la classe d'uso della costruzione considerata; tali probabilità, valutate nel periodo di riferimento V_R proprio della costruzione considerata, consentono di individuare, per ciascuno stato limite, l'azione sismica di progetto corrispondente.

Viene preliminarmente valutato il periodo di riferimento V_R della costruzione (espresso in anni), ottenuto come prodotto tra la vita nominale V_N fissata all'atto della progettazione ed il coefficiente d'uso C_U che compete alla classe d'uso nella quale la costruzione ricade (v. § 2.4 delle NTC). Si ricava poi, per ciascuno stato limite e relativa probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R, il periodo di ritorno T_R del sisma. Si utilizza a tal fine la relazione:

$$T_R=-V_R/\ln(1-P_{VR}) = -C_U \cdot V_N/\ln(1-P_{VR}) \qquad (C.3.2.I)$$

ottenendo, per i vari stati limite, le espressioni di T_R in funzione di V_R riportate nella tabella 3.

Tabella 3 (Tabella C.3.2.I.- Valori di TR espressi in funzione di VR)

Stati Limite		Valori in anni del periodo di ritorno T_R al variare del periodo di riferimento V_R
Stati Limite di Esercizio (SLE)	SLO	(2) 30 anni $\leq T_R=0,6 \cdot V_R$
	SLD	$T_R=V_R$
Stati Limite Ultimi (SLU)	SLV	$T_R=9,5 \cdot V_R$
	SLC	$T_R=19,50 \cdot V_R \leq 2475$ anni (1)

Alla base dei risultati così ottenuti è la strategia progettuale che impone, al variare del periodo di riferimento V_R, la costanza della probabilità di superamento P_{VR} che compete a ciascuno degli stati limite considerati (strategia progettuale di norma).

Qualora la protezione nei confronti degli stati limite di esercizio sia di prioritaria importanza, i valori di P_{VR} forniti in tabella devono essere ridotti in funzione del grado di protezione che si vuole raggiungere.

E'evidente che riduzione delle probabilità di superamento attribuite ai vari stati limite non può essere arbitraria ma deve allinearsi a precisi concetti di teoria della sicurezza; in particolare, i livelli di protezione che si debbono eventualmente accrescere sono solo quelli nei confronti degli Stati Limite di Esercizio, mentre i livelli di protezione nei confronti degli Stati Limite Ultimi (più direttamente legati alla sicurezza) possono restare sostanzialmente immutati perché già ritenuti sufficienti dalla normativa.

Per rispettare le limitazioni testé citate, al variare della classe d'uso e del coefficiente C_U, si può utilizzare C_U non per aumentare V_N, portandola a V_R, ma per ridurre P_{VR}.

È così possibile ricavare, al variare di C_U, i valori di P^*_{VR} a partire dai valori di P_{VR} ; tali valori sono riportati, insieme ai valori di T_R corrispondenti, nella tabella 4.

Tabella 4 (Tabella C.3.2.II.- Valori di P^*_{VR} e T_R al variare di C_U)

Stati Limite		Valori di P^*_{VR}			Valori di T_R corrispondenti		
		C_U=1,0	C_U=1,5	C_U=2,0	C_U=1,0	C_U=1,5	C_U=2,0
SLE	SLO	81,00%	68,80%	64,60%	$0,60 \cdot V_R$	$0,86 \cdot V_R$	$0,96 \cdot V_R$
	SLD	63,00%	55,83%	53,08%	V_R	$1,22 \cdot V_R$	$1,32 \cdot V_R$
SLU	SLV	10,00%	9,83%	9,75%	$9,50 \cdot V_R$	$9,66 \cdot V_R$	$9,75 \cdot V_R$
	SLC	5,00%	4,96%	4,94%	$19,50 \cdot V_R$	$19,66 \cdot V_R$	$19,75 \cdot V_R$

Se dunque la protezione nei confronti degli SLE è di prioritaria importanza, si possono sostituire i valori di P_{VR} con quelli di P^*_{VR} , così conseguendo una miglior protezione nei confronti degli SLE. La strategia progettuale testé ipotizzata, peraltro, conduce ad un'opera decisamente più costosa e dunque è lecito adottarla unicamente nei casi in cui gli SLE siano effettivamente di prioritaria importanza.

2.2(3)fattore di riduzione per gli effetti della azione sismica rilevanti per il danneggiamento strutturale

Si riporta quanto indicato nella Normativa Tecnica per le Costruzioni (NTC-2008):

7.3.7.2 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI IN TERMINI DI CONTENIMENTO DEL DANNO AGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso I e II si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca agli elementi costruttivi senza funzione strutturale danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti eccessivi interpiano, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLD (v. § 3.2.1 e § 3.2.3.2) siano inferiori ai limiti indicati nel seguito.

a) per tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa:

$$d_r < 0{,}005\ h \qquad (7.3.16)$$

b) per tamponamenti progettati in modo da non subire danni a seguito di spostamenti di interpiano d_{rp} , per effetto della loro deformabilità intrinseca ovvero dei collegamenti alla struttura:

$$d_r \leq d_{rp} \leq 0{,}01\ h \qquad (7.3.17)$$

c) per costruzioni con struttura portante in muratura ordinaria

$$d_r < 0{,}003\ h \qquad (7.3.18)$$

d) per costruzioni con struttura portante in muratura armata

$$d_r < 0{,}004\ h \qquad (7.3.19)$$

dove:

d_r è lo spostamento interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti al solaio superiore ed inferiore, calcolati secondo i §§ 7.3.3 o 7.3.4, h è l'altezza del piano.

In caso di coesistenza di diversi tipi di tamponamenti o struttura portante nel medesimo piano della costruzione, deve essere assunto il limite di spostamento più restrittivo. Qualora gli spostamenti di interpiano siano superiori a 0,005 h (caso b) le verifiche della capacità di spostamento degli elementi non strutturali vanno estese a tutti i tamponamenti, alle tramezzature interne ed agli impianti.

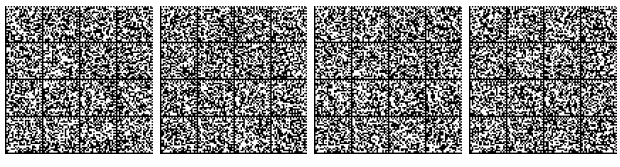
Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso III e IV si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca danni agli elementi costruttivi senza funzione strutturale tali da rendere temporaneamente non operativa la costruzione.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLO (v. § 3.2.1 e § 3.2.3.2) siano inferiori ai 2/3 dei limiti in precedenza indicati.

C7.3.7 CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Per le verifiche degli elementi strutturali in termini di resistenza, di cui al § 7.3.7.1 delle NTC, nello spettro allo SLD va considerato un valore $\eta=2/3$ per tenere in conto la sovraresistenza degli elementi strutturali.

Per la valutazione degli spostamenti finalizzati alle verifiche degli elementi strutturali in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali, di cui al § 7.3.7.2 delle NTC, si pone sempre $\eta=1$ in quanto, anche nel caso in cui si verificasse un limitato danneggiamento di alcuni elementi strutturali, si assume comunque che gli spostamenti complessivi della costruzione siano pari a quelli calcolati nell'ipotesi di struttura elastica.



Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

UNI EN 1998-5:2005

Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici

APPENDICE NAZIONALE ITALIANA alla UNI EN 1998-5:2005

Parametri adottati a livello nazionale
da utilizzare nelle fondazioni, nelle strutture di contenimento e negli aspetti geotecnici per azioni sismiche

Appendice nazionale

UNI-EN-1998-5 – Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici
EN 1998-5 – Eurocode 8 - "Design of structures for earthquake resistance – Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects

1) Premessa

Questa Appendice nazionale, contenente i parametri nazionali alla UNI-EN-1998-5, è stata approvata dal Consiglio Superiore dei LL. PP. in data 24/09/2010

2) Introduzione

2.1. Campo di applicazione

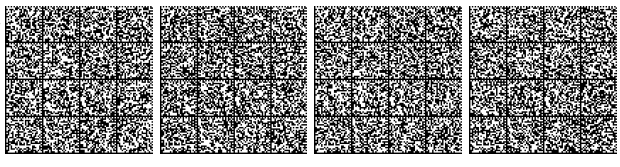
Questa Appendice nazionale contiene al punto 3 le decisioni sui parametri nazionali che devono essere fissati nella UNI-EN-1998-5 relativamente ai seguenti paragrafi:

1.1(4)	3.1(3)	4.1.4(11)
5.2(2)c		

Queste decisioni nazionali, relative ai paragrafi sopra citati, devono essere applicate per l'utilizzazione in Italia della UNI-EN-1998-5.
Nell'applicazione di tale norma si deve fare riferimento anche alle indicazioni riportate nel paragrafo 4 della presente Appendice. Alcune di queste indicazioni sono finalizzate alla determinazione dei coefficienti sismici per la verifica pseudostatica dei pendii e delle opere di sostegno. Altre indicazioni precisano meglio alcuni concetti riportati nell'EN 1998-5.

2.2. Documenti normativi di riferimento

La presente appendice deve essere considerata quando si utilizzano tutti i documenti normativi che fanno esplicito riferimento alla UNI-EN-1998-5 Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici



3) Decisioni nazionali

Paragrafo	Riferimento	Parametro nazionale - valore o prescrizione -
1.1(4)	NOTE 1-4	Si conferma il carattere informativo delle appendici A. C e D. Non si accetta l'appendice F.
3.1(3)	NOTA	Si fa riferimento ai coefficienti parziali sulle resistenze definiti dagli approcci di progettazione DA1 o DA2 previsti dall'EN 1997-1 e riportati nelle Tabelle allegate all'appendice nazionale dell'EN 1997-1, con le stesse limitazioni indicate in tale documento. Per il parametro $\tau_{cy,u}$, non compreso nelle Tabelle dedicate ai parametri di resistenza del terreno, si utilizza lo stesso coefficiente previsto per la tangente dell'angolo di resistenza a taglio. Nel caso in cui la verifica allo stato limite di pendii e di muri di sostegno venga effettuata con i metodi dinamici del blocco rigido (metodo di Newmark), i coefficienti parziali di sicurezza su tutti i parametri di resistenza del terreno devono essere posti pari a 1,00. L'utilizzazione di tali metodi è prevista esplicitamente dall'EN 1998-5 nel paragrafo 4.1.3.3(1)P per i pendii, ed implicitamente per i muri nel paragrafo 7.3.1(1)P. Nelle verifiche allo stato limite ultimo di pendii e opere di sostegno con metodi pseudostatici, i coefficienti sismici dovranno essere determinati facendo riferimento alle indicazioni riportate nel paragrafo 4 della presente appendice.
4.1.4(11)	NOTA	Si accetta il valore consigliato
5.2(2)c	NOTA	Si accetta il valore consigliato
Appendice A		Si conferma il carattere informativo di tale appendice.
Appendice C		Si conferma il carattere informativo di tale appendice.
Appendice D		Si conferma il carattere informativo di tale appendice.
Appendice F		Non si accetta l'uso di tale appendice.

4) Indicazioni aggiuntive non contraddittorie

4.1. Limitazioni del campo di applicazione del documento

L'EN 1998-5 si applica solo per le verifiche delle seguenti situazioni ed opere: pendii in terra (con esplicita esclusione dei costoni rocciosi), rilevati, fondazioni dirette e su pali, muri di sostegno e paratie. Se ne esclude l'utilizzazione per altre opere (gallerie, argini, dighe, ecc.).

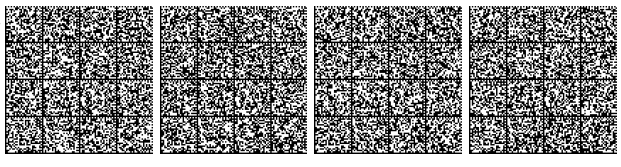
4.2. Parametri di resistenza del terreno

Per i terreni a grana grossa si consiglia l'uso dei parametri di resistenza in termini di tensioni efficaci, come indicato al paragrafo 3.1.(2), tenendo conto, nel caso di terreni saturi, delle sovrappressioni interstiziali generate dai carichi ciclici.

4.3. Analisi di stabilità dei pendii

Questo paragrafo integra quanto riportato nel § 4.1.3 dell'EN 1998-5 sulle verifiche di stabilità dei pendii e presenta una diversa formulazione dei coefficienti pseudostatici delle equazioni 4.1-4.3.

Si ribadisce che le verifiche di stabilità dei pendii in condizioni sismiche possono essere eseguite mediante metodi pseudostatici, metodi degli spostamenti e metodi di analisi dinamica.



Nelle analisi si deve tenere conto dei comportamenti di tipo fragile, che si manifestano nei terreni a grana fina sovraconsolidati e nei terreni a grana grossa addensati con una riduzione della resistenza al taglio al crescere delle deformazioni, attraverso un'accurata modellazione del comportamento meccanico dei terreni o mediante un'opportuna scelta delle caratteristiche meccaniche. Inoltre, si deve tener conto dei possibili incrementi di pressione interstiziale indotti in condizioni sismiche nei terreni a comportamento contraente (specificamente, nei terreni a grana fina normalmente consolidati e nei terreni a grana grossa sciolti).

4.4. Valutazione delle azioni di progetto sulle fondazione

Le azioni di progetto sono definite nell'Appendice Nazionale al EN 1998-1

4.5. Verifica a scorrimento sul piano di posa delle fondazioni dirette

Nel caso in cui si voglia tenere conto della resistenza passiva del terreno posto in prossimità della fondazione nella verifica a scorrimento (nella disequazione 5.2 dell'EN 1998-5), oltre a quanto richiesto al paragrafo 5.4.1.1(5), si deve verificare che gli spostamenti necessari a mobilitare la resistenza passiva non siano superiori a quelli che potrebbero indurre una condizione di stato limite ultimo sulla struttura.

4.6. Carico limite delle fondazioni dirette

Nel calcolo del carico limite delle fondazioni dirette si deve tenere conto dell'inclinazione e dell'eccentricità delle forze di progetto trasmesse dalla sovrastruttura, così come affermato nel paragrafo 5.4.1.1(8)P. E' escluso l'uso della metodologia riportata nell'appendice F.

4.7. Travi di collegamento delle fondazioni dirette

Il collegamento tra le strutture di fondazione non è obbligatorio per fondazioni su sottosuoli di tipo A e, comunque, per zone a sismicità molto bassa (come indicato al punto 3.2.1(5) dell'EN 1998-1).

Come riportato nel § 5.4.1.2.(6), il reticolo di travi o la piastra di collegamento devono essere dimensionati in modo da assorbire le forze orizzontali seguenti:

$\pm 0.3 \cdot N_{sd}\, a_{max}/g \cdot$ per il profilo stratigrafico di tipo B

$\pm 0.4 \cdot N_{sd}\, a_{max}/g \cdot$ per il profilo stratigrafico di tipo C

$\pm 0.6\, N_{sd} \cdot a_{max}/g \cdot$ per il profilo stratigrafico di tipo D

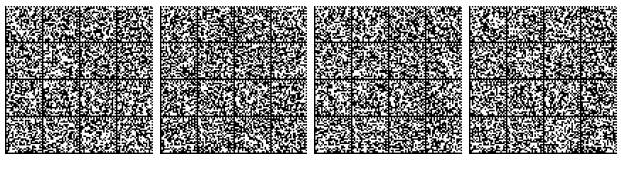
dove a_{max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito e N_{sd} è il valore medio degli sforzi verticali di progetto agenti sugli elementi collegati.

Si precisa che, in assenza di studi specifici della risposta sismica locale, l'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la relazione

$$a_{max} = S \cdot S_T \cdot a_g$$

in cui S è il coefficiente di amplificazione stratigrafica, S_T quello di amplificazione topografica e a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito su affioramento rigido.

Si precisa che, ai fini dell'applicazione delle precedenti relazioni, il profilo stratigrafico di tipo E verrà assimilato a quello di tipo C se i terreni posti sul substrato di riferimento sono mediamente addensati (terreni a grana grossa) o mediamente consistenti (terreni a grana fina) e a quello di tipo D se i terreni posti sul substrato di riferimento sono scarsamente addensati (terreni a grana grossa) o scarsamente consistenti (terreni a grana fina).



4.8. Coefficienti parziali di sicurezza per le verifiche delle fondazioni su pali sotto azioni sismiche

Nelle verifiche delle fondazioni su pali sotto le azioni derivanti dalle combinazioni sismiche, indipendentemente dall'approccio progettuale scelto, si fa riferimento ai coefficienti parziali di sicurezza R2, di cui all'EN 1997-1, così come modificati dalla relativa appendice nazionale.

4.9. Momenti flettenti dovuti all'interazione cinematica tra pali e terreno

Si deve tenere conto dell'interazione cinematica tra pali e terreno solo nel caso di pali immersi in sottosuoli di tipo D o peggiori, in zone di media o elevata sismicità ($a_g > 0.25g$) e in presenza di elevati contrasti di rigidezza al contatto fra strati contigui di terreno.

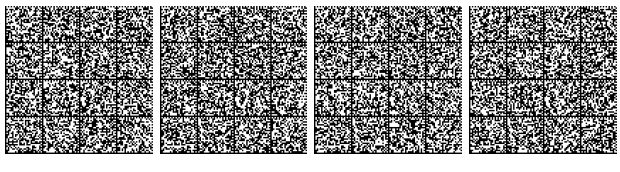
4.10. Verifiche allo stato limite ultimo di muri di sostegno

Questo paragrafo integra quanto riportato nell'EN 1998-5 nel §7.3 con riferimento ai muri di sostegno e sostituisce le formule (7.1 – 7.3) dedicate alla determinazione dei coefficienti pseudostatici.

Si ribadisce che l'analisi della sicurezza dei muri di sostegno in condizioni sismiche può essere eseguita sia mediante metodi pseudostatici sia utilizzando i metodi degli spostamenti.

4.11. Verifiche allo stato limite ultimo delle paratie

Questo paragrafo integra quanto riportato nell'EN 1998-5 nel §7.3 con riferimento alle paratie e sostituisce le formule (7.1 – 7.3) dedicate alla determinazione dei coefficienti pseudostatici.



Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

UNI EN 1998-6:2005

Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica Parte 6: Torri, pali e camini

APPENDICE NAZIONALE ITALIANA alla UNI EN 1998-6:2005

Parametri adottati a livello nazionale
da utilizzare nella progettazione di torri, pali e camini per azioni sismiche

Appendice Nazionale

UNI-EN-1998-6 – Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica.
Parte 6- Torri, pali e camini

EN-1998-6 – Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance-
Part 6: Towers, masts and chimneys

1) Premessa

Questa Appendice nazionale contiene i parametri nazionali alla UNI-EN-1998-6.
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 25/02/2011

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-1998-6 relativamente ai seguenti paragrafi:

1. 1.1(2) Informative Annexes A, B, C, D, E and F.
2. 3.1(1) Conditions under which the rotational component of the ground motion should be taken into account.
3. 3.5(2) The lower bound factor β on design spectral values, if site-specific studies have been carried out with particular reference to the long period content of the seismic action.
4. 4.1(5)P Importance factors for masts, towers, and chimneys.
5. 4.3.2.1(2) Detailed conditions, supplementing those in 4.3.2.1(2), for the lateral force method of analysis to be applied.
6. 4.7.2(1)P Partial factors for materials.
7. 4.9(4) Reduction factor ν for displacements at damage limitation limit state.

Queste decisioni nazionali, relative ai paragrafi sopra citate, devono essere applicate per l'impiego in Italia della UNI-EN-1998-6.

2.2. Documenti normativi di riferimento

La presente appendice deve essere considerata quando si utilizzano tutti i documenti normativi che fanno esplicito riferimento alla UNI-EN-1998-6

3) Decisioni nazionali

Paragrafo	Riferimento	Parametro nazionale - valore o prescrizione -
1.1(2)	Nota	Si mantiene il valore informativo degli Allegati
3.1(1)	Nota	Nota 1: si adottano le condizioni raccomandate Nota 2: l'appendice A ha carattere informativo.
3.5(2)	Nota	In accordo con l'appendice nazionale EN-1998-1 (3.2.2.5 (4)P) si accetta il valore consigliato $\beta = 0,2$. Per le espressioni complete degli spettri di progetto si rimanda a quanto riportato nel paragrafo 4 della Appendice Nazionale dell' EN-1998-1.
4.1(5)P	Nota	I coefficienti di importanza così come definiti nel EN-1998-1, ove moltiplicano l'azione sismica, sono da assumere pari ad 1. In questo Annesso Tecnico Nazionale l' importanza delle strutture trattate è tenuta in conto direttamente nella definizione dell'azione sismica modificando i periodi medi di ritorno o dividendo l'associata probabilità di superamento per dei coefficienti detti Coefficienti d'uso, C_u. I Coefficienti d'uso sono definiti per le quattro classi d'uso. La classe d'uso I ha coefficiente d'uso $C_u=0,7$, la classe d'uso II ha coefficiente d'uso $C_u=1,0$, le classi III e IV hanno coefficienti d'uso $C_u=1,5$ e $C_u=2,0$, rispettivamente (tabella II). Nel paragrafo 4 è riportata la definizione delle classi d'uso. *Tab. II – Coefficienti d'uso C_u per le diverse classi d'uso* Classe d'uso: I — C_u: 0,7; II — 1; III — 1,5; IV — 2 I Coefficienti d'uso C_u modificano, moltiplicandolo, il periodo medio di ritorno definito per $C_u=1$. Esso quindi diminuisce per la classe d'uso I e aumenta per la III e la IV. Per le strutture nelle quali la protezione nei confronti degli stati limite di esercizio sia di prioritaria importanza, il fattore C_u divide il valore di P_{DLR} con cui ricavare i periodi di ritorno.
4.3.2.1(2)	Nota	si adottano le condizioni raccomandate.
4.7.2(1)P	Nota	In accordo con quanto indicato nella appendice nazionale EN-1998-1

		segue: 5.2.4(3) Si adottano i valori γ_M adottati per le condizioni di carico fondamentali contenute in 1992 -1-1 per le verifiche allo SLU 6.1.3(1) Per le verifiche agli stati limite ultimi, il fattore di sicurezza parziale sulla resistenza dell'acciaio è pari a $\gamma_s = 1,05$ 7.1.3(1), (3)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: $\gamma_s = 1,05$ 9.6(3) Il coefficiente parziale di sicurezza della muratura γ_m per la verifica di sicurezza di costruzioni progettate secondo la presente EN-1998-1 non può essere inferiore a 2. Per il conglomerato e le armature di acciaio utilizzate nell'armatura armata e confinata si adottano i valori γ_M adottati per le condizioni di carico fondamentali contenute in 1992 -1-1 per le verifiche allo SLU: $\gamma_c = 1,50$, $\gamma_s = 1,15$
4.9(4)	Nota	La valutazione dello spostamento per lo stato limite di danno si fa con il relativo spettro di risposta assumendo: v=1 Per le strutture di classe III e IV la verifica va fatta anche con l' azione relativa allo Stato Limite di operatività (SLO) assumendo v=1,5

4) <u>Indicazioni aggiuntive non contraddittorie</u>

<u>4.1(5)P classi d'uso</u>

Si riporta quanto indicato nella Normativa Tecnica per le Costruzioni (NTC-2008):

2.4.2 CLASSI D'USO
In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

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

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

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

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

2.4.3 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

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

$$V_R = V_N \cdot C_U \qquad (2.4.1)$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in tabella 1.

Tabella 1 (Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U della Normativa Tecnica Nazionale)

Classe d'uso	I	II	III	IV
Coefficiente C_u	0,7	1,0	1,5	2,0

Se $V_R \leq 35$ anni si pone comunque $V_R = 35$ anni.

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

4.9(4)fattore di riduzione per gli effetti della azione sismica rilevanti per il danneggiamento strutturale

Si riporta quanto indicato nella normativa tecnica nazionale NTC2008:

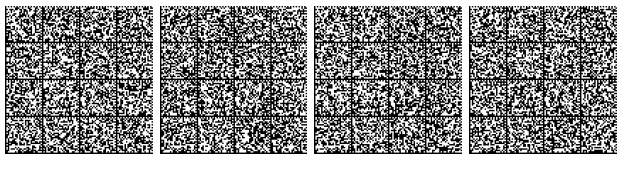
7.3.7.2 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI IN TERMINI DI CONTENIMENTO DEL DANNO AGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso I e II si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca agli elementi costruttivi senza funzione strutturale danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti eccessivi interpiano, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLD (v. § 3.2.1 e § 3.2.3.2) siano inferiori ai limiti indicati nel seguito.

a) per tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa:

$$d_r < 0{,}005\ h \qquad (7.3.16)$$



b) per tamponamenti progettati in modo da non subire danni a seguito di spostamenti di interpiano d_{rp}, per effetto della loro deformabilità intrinseca ovvero dei collegamenti alla struttura:

$$d_r \leq d_{rp} \leq 0{,}01\ h \qquad (7.3.17)$$

c) per costruzioni con struttura portante in muratura ordinaria

$$d_r < 0{,}003\ h \qquad (7.3.18)$$

d) per costruzioni con struttura portante in muratura armata

$$d_r < 0{,}004\ h \qquad (7.3.19)$$

dove:

d_r è lo spostamento interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti al solaio superiore ed inferiore, calcolati secondo i §§ 7.3.3 o 7.3.4, h è l'altezza del piano.

In caso di coesistenza di diversi tipi di tamponamenti o struttura portante nel medesimo piano della costruzione, deve essere assunto il limite di spostamento più restrittivo. Qualora gli spostamenti di interpiano siano superiori a 0,005 h (caso b) le verifiche della capacità di spostamento degli elementi non strutturali vanno estese a tutti i tamponamenti, alle tramezzature interne ed agli impianti.

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso III e IV si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca danni agli elementi costruttivi senza funzione strutturale tali da rendere temporaneamente non operativa la costruzione.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLO (v. § 3.2.1 e § 3.2.3.2) siano inferiori ai 2/3 dei limiti in precedenza indicati.

C7.3.7 CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Per le verifiche degli elementi strutturali in termini di resistenza, di cui al § 7.3.7.1 delle NTC, nello spettro allo SLD va considerato un valore η=2/3 per tenere in conto la sovraresistenza degli elementi strutturali.

Per la valutazione degli spostamenti finalizzati alle verifiche degli elementi strutturali in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali, di cui al § 7.3.7.2 delle NTC, si pone sempre η=1 in quanto, anche nel caso in cui si verificasse un limitato danneggiamento di alcuni elementi strutturali, si assume comunque che gli spostamenti complessivi della costruzione siano pari a quelli calcolati nell'ipotesi di struttura elastica.