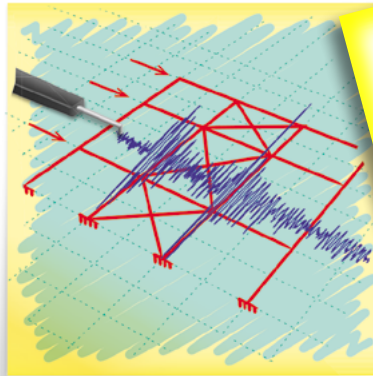


Benedetto Cordova

CALCOLO SISMICO STRUTTURE IN ACCIAIO

DIMENSIONAMENTO SECONDO L'EUROCODICE 8 E LE NORME AISC

- **NORMATIVE** ▪ **SOLLECITAZIONE SISMICA** ▪ **CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E TIPOLOGIE STRUTTURALI** ▪ **MODELLAZIONE DELLE STRUTTURE, ANALISI E VERIFICHE**
- **CONNESSIONI NELLE STRUTTURE SISMORESISTENTI** ▪ **ESEMPI DI CALCOLO DI STRUTTURE** ▪ **ESEMPI DI CALCOLO DI CONNESSIONI**



**PRONTO
GRAFILL**

Clicca e richiedi di essere contattato
per **informazioni e promozioni**

SOFTWARE INCLUSO

FOGLI EXCEL PER IL CALCOLO DELLE CONNESSIONI SISMICHE
PREQUALIFICATE SECONDO AISC 358-10



GRAFILL

Benedetto Cordova
CALCOLO SISMICO STRUTTURE IN ACCIAIO

ISBN 13 978-88-8207-838-6
EAN 9 788882 078386

Manuali, 191
Prima edizione, aprile 2016

Cordova, Benedetto
Calcolo sismico strutture in acciaio / Benedetto Cordova.
– Palermo : Grafill, 2016.
(Manuali ; 191)
ISBN 978-88-8207-838-6
1. Strutture in acciaio – Calcolo – Zone sismiche.
624.1821CDD-22 SBN Pal0286056
CIP – Biblioteca centrale della Regione siciliana "Alberto Bombace"

Il volume è **disponibile anche in versione eBook** (formato *.pdf) compatibile con **PC, Macintosh, Smartphone, Tablet, eReader**.
Per l'acquisto di eBook e software sono previsti pagamenti con conto corrente postale, bonifico bancario, carta di credito e paypal.
Per i pagamenti con carta di credito e paypal è consentito il download immediato del prodotto acquistato.

Per maggiori informazioni inquadra con uno smartphone o un tablet il codice QR sottostante.



I lettori di codice QR sono disponibili gratuitamente su Play Store, App Store e Market Place.

© **GRAFILL S.r.l.**

Via Principe di Palagonia, 87/91 – 90145 Palermo
Telefono 091/6823069 – Fax 091/6823313
Internet <http://www.grafill.it> – E-Mail grafill@grafill.it

Finito di stampare nel mese di aprile 2016
presso **Officine Tipografiche Aiello & Provenzano S.r.l.** Via del Cavaliere, 93 – 90011 Bagheria (PA)

Tutti i diritti di traduzione, di memorizzazione elettronica e di riproduzione sono riservati. Nessuna parte di questa pubblicazione può essere riprodotta in alcuna forma, compresi i microfilm e le copie fotostatiche, né memorizzata tramite alcun mezzo, senza il permesso scritto dell'Editore. Ogni riproduzione non autorizzata sarà perseguita a norma di legge. Nomi e marchi citati sono generalmente depositati o registrati dalle rispettive case produttrici.



Clicca qui e scopri come richiedere maggiori informazioni sui nostri prodotti
Sarai contattato da un consulente editoriale che ti riserverà uno **SCONTO SPECIALE**

SOMMARIO

1. LE NORMATIVE	p.	1
1.1. Introduzione	"	1
1.2. Le NTC2008 e le norme europee.....	"	2
1.3. Le normative americane: ASCE7, AISC 341 e 358.....	"	4
2. LA SOLLECITAZIONE SISMICA	"	7
2.1. Introduzione	"	7
2.2. Criteri generali	"	7
2.3. La determinazione dello spettro di risposta	"	9
2.3.1. Eurocodice 8	"	9
2.3.2. NTC 2008.....	"	10
2.3.3. ASCE 7-10	"	15
2.4. Esempi di calcolo di spettri di risposta	"	20
2.4.1. L'Aquila (NTC2008).....	"	20
2.4.2. Hi Mountain Potrero, CA – U.S.A. (ASCE 7-10).....	"	22
3. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE		
E TIPOLOGIE STRUTTURALI	"	24
3.1. Introduzione	"	24
3.2. La gerarchia delle resistenze.....	"	24
3.3. Tipologie strutturali sismoresistenti.....	"	31
3.3.1. Strutture intelaiate	"	33
3.3.2. Telai con controventi concentrici a X	"	57
3.3.3. Telai con controventi concentrici a V rovescio	"	72
3.3.4. Telai con controventi eccentrici	"	78
3.3.5. Strutture a pendolo inverso	"	91
3.3.6. Special Truss Moment Frames	"	94
3.3.7. Buckling-Restrained Braced Frames	"	97
4. LA MODELLAZIONE DELLE STRUTTURE,		
L'ANALISI E LE VERIFICHE	"	101
4.1. I metodi di analisi	"	101
4.2. Le irregolarità geometriche e strutturali	"	108
4.3. L'eccentricità accidentale.....	"	113
4.4. Lo spostamento d'interpiano e gli effetti del second'ordine	"	114
4.5. Gli stati limite, le combinazioni di carico e le verifiche	"	117

5. LE CONNESSIONI NELLE STRUTTURE SISMORESISTENTI	p. 123
5.1. Generalità.....	" 123
5.2. Prescrizioni particolari per bulloni e saldature	" 124
5.3. Gli attacchi a momento	" 126
5.4. Le connessioni prequalificate secondo AISC 358.....	" 132
5.4.1. Welded Unreinforced Flange – Welded Web (WUF-W)	" 132
5.4.2. Bolted Unstiffened (BUEEP) and Stiffened (BSEEP) Extended End-plate	" 133
5.4.3. Reduced Beam Section (RBS).....	" 146
5.4.4. Bolted Flange Plate (BFP)	" 149
5.4.5. Kaiser Bolted Bracket (KBB)	" 151
5.4.6. ConXtech ConXL (ConXL).....	" 152
5.4.7. Osservazioni conclusive.....	" 155
5.5. I pannelli d'anima delle colonne.....	" 156
5.6. Le connessioni dei controventi	" 159
5.7. Le connessioni controvento/colonna e controvento/trave	" 164
6. ESEMPI DI CALCOLO DI STRUTTURE	" 167
6.1. Edificio intelaiato in una direzione e con controventi a X concentrici nell'altra – Calcolo secondo NTC2008 / EC8.....	" 167
6.2. Edificio intelaiato in una direzione e con controventi a X concentrici nell'altra – Calcolo secondo ASCE7-10 e AISC 341	" 198
6.3. Edificio intelaiato in una direzione e con controventi a V rovescio concentrici nell'altra	" 220
6.4. Edificio intelaiato in una direzione e con controventi a V rovescio eccentrici nell'altra.....	" 248
7. ESEMPI DI CALCOLO DI CONNESSIONI	" 260
7.1. Nodo trave-colonna.....	" 260
7.2. Verifica pannello d'anima	" 264
7.3. Verifica connessione trave mediante Reduced Beam Section (RBS)	" 267
7.4. Dimensionamento nodo trave-colonna con flangia a 8 bulloni (8ES) secondo AISC 358-10	" 270
7.5. Dimensionamento nodo trave-colonna con Bolted Flange Plate (BFP) secondo AISC 358-10.....	" 276
7.6. Connessione di controvento.....	" 281
7.7. Connessione controvento-colonna e controvento-trave.....	" 285

APPENDICE

FATTORI DI STRUTTURA q (EC8) E R (ASCE7-10).....	" 294
--	--------------

BIBLIOGRAFIA	"	296
Normativa italiana.....	"	296
Normativa europea.....	"	296
<i>Eurocodici</i>	"	296
<i>Norme relative agli acciai</i>	"	297
<i>Norme relative alla bulloneria</i>	"	299
<i>Norme relative alle saldature</i>	"	299
<i>Norme relative ai controlli non distruttivi</i>	"	300
Normativa americana.....	"	301
<i>Normative strutturali</i>	"	301
<i>Normativa relativa ai materiali</i>	"	301
<i>Normativa relativa ai bulloni</i>	"	302
<i>Normativa relativa alle saldature</i>	"	303
Pubblicazioni varie.....	"	303
INSTALLAZIONE DEL SOFTWARE INCLUSO	"	305
Note sul software incluso.....	"	305
Requisiti hardware e software.....	"	305
Download del software e richiesta della password di attivazione.....	"	305
Installazione ed attivazione del software.....	"	305



Clicca qui e scopri come richiedere maggiori informazioni sui nostri prodotti
Sarai contattato da un consulente editoriale che ti riserverà uno **SCONTO SPECIALE**

1. Le normative

1.1. Introduzione

La progettazione di strutture in acciaio soggette ad azioni sismiche, soprattutto se i sismi considerati sono di media o alta intensità, si differenzia concettualmente da quella di strutture in acciaio soggette ad altro genere di forze orizzontali, quali principalmente le azioni del vento od anche azioni di origine meccanica (tiri di funi, spinte di condotti e tubazioni, etc.). Per tutte le forze orizzontali di origine non sismica infatti le strutture si progettano in genere in campo elastico; per le azioni sismiche di media od alta intensità invece la progettazione avviene ipotizzando la plasticizzazione di parti della struttura. Tali plasticizzazioni hanno lo scopo di dissipare la notevole energia sismica in gioco evitando di assorbirla in campo puramente elastico e consentendo così un risparmio in peso della struttura.

Il passare da una progettazione in campo elastico ad una in campo plastico fa sicuramente realizzare strutture più leggere, ma pone in campo una serie di problemi da affrontare e che possono schematicamente essere così elencati:

- Definire in modo approfondito la sollecitazione sismica alla quale la nostra struttura è soggetta;
- Individuare degli idonei schemi strutturali all'interno dei quali fare avvenire, con opportune regole, le plasticizzazioni in modo controllato (regole della gerarchia delle resistenze o *capacity design*);
- Mettere a punto efficaci procedure di calcolo che coniughino semplicità di utilizzo con capacità di cogliere i fenomeni dinamici connessi all'azione sismica;
- Garantire la duttilità della struttura attraverso la scelta opportuna di acciai e di sezioni esenti da fenomeni di instabilità locale;
- Garantire la resistenza e la duttilità dei nodi, soggetti a sforzi notevoli quali quelli sismici, tramite opportune attività di qualifica;
- Predisporre procedure di controllo delle lavorazioni e principalmente delle saldature, così impegnate in questo genere di strutture.

Di tutti questi punti tratteremo nei capitoli successivi. La nostra trattazione farà pochi riferimenti ad aspetti teorici: chi fosse interessato principalmente a questi può trovare dei testi accademici certamente più adatti. Noi cercheremo di porre l'accento su aspetti più progettuali e, per far ciò, illustreremo le normative a disposizione: principalmente la normativa italiana e l'Eurocodice 8 dalla quale deriva, e poi anche la normativa statunitense, ASCE7 e AISC 341 e 358, come autorevole confronto. Ricorreremo poi ad esempi progettuali, sia relativi al calcolo di strutture che di connessioni: esempi certamente semplici (le strutture che si presentano nella pratica sono in genere più complicate) ma proprio per ciò utili da un punto di vista didattico.

Iniziamo con il dare, nei paragrafi successivi di questo capitolo, una breve illustrazione del panorama normativo che abbiamo a disposizione in Italia, in Europa e negli Stati Uniti.

Nel capitolo 2 parleremo della determinazione dello spettro di progetto con le norme italiane, europee e americane. Nel capitolo 3 parleremo dei criteri generali di progettazione antisismica e delle tipologie che le norme consentono di adottare per avere le migliori capacità di dissipazione di energia in campo plastico. Nel capitolo 4 percorreremo l'iter progettuale: dalla modellazione delle strutture, ai metodi di analisi, alle verifiche di resistenza ed agli stati limite di servizio. Nel capitolo 5 parleremo delle connessioni nelle strutture sismoresistenti. Il capitolo 6 sarà dedicato ad esempi di calcolo di strutture di varie tipologie, ed infine il capitolo 7 conterrà esempi di calcolo di alcuni tipi di connessioni.

1.2. Le NTC2008 e le norme europee

In Italia la progettazione sismica (e non) delle strutture in acciaio va fatta in accordo alla normativa in vigore, cioè il D.M. 14-01-2008 – “Norme Tecniche per le Costruzioni” (NTC2008). Ricordiamo che questa normativa ha valore di legge e quindi va certamente seguita. Essa è accompagnata dalla Circolare n. 617 del 02-02-2009 – “Istruzioni per l'applicazione del D.M. 14-01-2008”, che contiene precisazioni, spiegazioni e, a volte, completamenti delle NTC2008.

Le NTC2008 trattano tutti i punti fondamentali che interessano al progettista per eseguire il calcolo di strutture in acciaio soggette al sisma:

- determinazione dell'azione sismica e relativi stati limite (§3.2)
- combinazioni di carico da adottare (§2.5.3);
- requisiti generali di progettazione sismica (§7.1 e §7.2);
- metodi di analisi e criteri di verifica (§7.3);
- regole specifiche per le strutture in acciaio: tipologie ammesse, criteri di dimensionamento delle membrature e delle connessioni (§7.5);
- requisiti specifici per gli acciai da impiegare in strutture sismiche (§11.3.4.9).

Le NTC2008, per la parte che riguarda la progettazione antisismica, sono derivate ampiamente dall'Eurocodice 8: UNI EN 1998-1 – “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici” (EC8). Le norme italiane però si discostano in diversi punti dall'EC8, soprattutto nella determinazione dello spettro di risposta, come vedremo nel capitolo 2.

È possibile impiegare l'EC8 invece delle NTC2008? Queste ultime, proprio nell'Oggetto, affermano: “Circa le indicazioni applicative per l'ottenimento delle prescritte prestazioni, per quanto non espressamente specificato nel presente documento, ci si può riferire a normative di comprovata validità e ad altri documenti tecnici elencati nel Cap. 12. In particolare quelle fornite dagli Eurocodici con le relative Appendici Nazionali costituiscono indicazioni di comprovata validità e forniscono il sistematico supporto applicativo delle presenti norme”. Quindi il ricorso agli Eurocodici, e quindi all'EC8 in particolare, è consentito “per quanto non espressamente specificato” nelle NTC2008 stesse. Siccome la materia sismica è trattata abbastanza esaurientemente nelle NTC2008, il ricorso all'EC8 dovrebbe essere solo per i punti non coperti.

Del resto gli Annessi Nazionali sono stati pubblicati con D.M. 31-07-2012 – “Approvazione delle Appendici nazionali recanti i parametri tecnici per l'applicazione degli Eurocodici”. Essi, per quanto riguarda l'EC8, danno delle prescrizioni che modificano quelle parti che sono in contrasto con le norme italiane (la determinazione degli spettri di progetto, ad esempio).

Quindi l'EC8 può essere impiegato in Italia solo per le parti non coperte dalle NTC2008. Se si lavorasse invece in un Paese europeo ove vigono gli Eurocodici, allora esso potrebbe essere impiegato insieme agli Annessi Nazionali di quel Paese.

Un aspetto non esplicitamente trattato né dalle NTC2008 né dall'EC8 è quello delle prescrizioni realizzative da adottare nella costruzione e montaggio di strutture in acciaio destinate a zone sismiche. Tali requisiti, che riguardano principalmente la realizzazione ed il controllo delle saldature (ma anche altri aspetti), dovrebbero essere più severi di quelli da adottare per le strutture non sismiche in acciaio, a causa del maggior impegno e della maggior richiesta di duttilità per le strutture da impiegare in zone sismiche.

A riguardo le NTC2008 danno, al §11.3.4.5, prescrizioni relative al processo di saldatura che riguardano tutte le strutture in acciaio. Prescrivono in particolare dei requisiti di qualità che la carpenteria deve possedere per eseguire le saldature, secondo la norma UNI EN ISO 3834-1:2006 – “Requisiti di qualità per la saldatura per fusione dei materiali metallici – Parte 1: Criteri per la scelta del livello appropriato dei requisiti di qualità”. La norma ISO, e le NTC2008 di conseguenza, dosano i requisiti in funzione degli acciai impiegati, degli spessori in gioco e della presenza o meno di fenomeni di fatica che interessano le strutture (vedi Tabella 11.3.XI delle NTC2008). I requisiti per le strutture soggette a fatica sono i più severi. Se si considera che le strutture sismiche sono soggette anch'esse a fatica, sia pur di tipo oligociclico, essendo pochi i cicli di sollecitazione generati da un sisma ma con livello di sforzo molto alto, allora, anche se non è esplicitamente detto, si può intendere che per le strutture sismiche, assimilandole a quelle soggette a fatica, devono essere applicate le prescrizioni realizzative più severe.

In ambito europeo tutte le prescrizioni di carattere realizzativo riguardanti le strutture in acciaio sono contenute nella norma UNI EN 1090-2 – “Esecuzione di strutture di acciaio e di alluminio – Parte 2: Requisiti tecnici per strutture in acciaio”. Rimandando il lettore alla norma stessa o a pubblicazioni che la illustrano, vogliamo qui solo ricordare che la norma definisce delle classi di esecuzione EXC, dosate dalla EXC1, meno severa, alla EXC4, la più severa. Uno dei criteri che spinge ad una classificazione più severa è l'essere la struttura progettata come dissipativa per zone a media o alta sismicità. In genere una struttura realizzata in zona non sismica e senza fenomeni di fatica associati, si classifica come EXC2, mentre una struttura sismica sarà certamente EXC3 (e in casi particolari EXC4). Il passaggio dalla classe di esecuzione 2 alla 3 rende, ai sensi della UNI EN 1090-2, più severe molte prescrizioni realizzative. Essendo quindi la citata norma più completa delle prescrizioni delle NTC2008 e non in contrasto con esse, sarebbe opportuno che per strutture in zona sismica il progettista ne tenesse conto, inserendo le prescrizioni specifiche per le strutture sismiche nel capitolato tecnico per la realizzazione delle strutture.

A titolo di esempio, elenchiamo qui di seguito alcune prescrizioni, importanti anche ai fini di determinare il costo delle carpenterie, differenziate per le classi di esecuzione:

- la rintracciabilità, cioè la possibilità di legare qualsiasi pezzo semplice o composto saldato (in questo caso qualsiasi profilo o lamiera che lo compone) ai certificati d'origine del materiale, non è richiesta per la classe EXC1, è richiesta parzialmente per la EXC2 e totalmente per le EXC3 ed EXC4;
- l'esecuzione dei fori può avvenire per punzonatura per le classi EXC1 e 2, ma per le classi 3 e 4 la punzonatura può essere eseguita solo se seguita da asolatura;
- la conoscenza tecnica del Coordinatore di saldatura deve essere maggiore per le classi 2 3 e 4 rispetto alla 1 (e definita nelle tabelle 14 e 15 della UNI EN 1090-2);

- i criteri di accettabilità delle saldature sono sempre definiti dalla EN ISO 5817, ma per la EXC1 si accetta il grado di qualità D, per la EXC2 il grado C, per la EXC3 il grado B e per la EXC4 il grado B+ (cioè meno difetti accettabili col crescere delle classi);
- i controlli non distruttivi sulle saldature sono crescenti con le classi e regolati dalla tabella 24 della UNI EN 1090-2;
- i controlli sul serraggio dei bulloni ad attrito, non richiesti per la EXC1, sono crescenti dalla EXC2 alla EXC3 ed EXC4.

Un'altra osservazione da fare è che le NTC2008 trattano la progettazione sismica sostanzialmente di strutture intelaiate, quindi di edifici civili ed industriali, o di strutture industriali assimilabili ad edifici. Questa pubblicazione si limita a tali strutture.

Accenniamo solo al fatto che le altre parti dell'EC8, oltre la prima, trattano di strutture diverse o di aspetti diversi, come si deduce da una loro elencazione:

- UNI EN 1998-2 – “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti”;
- UNI EN 1998-3 – “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 3: Valutazione ed adeguamento degli edifici”;
- UNI EN 1998-4 – “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 4: Silos, serbatoi e condotte”;
- UNI EN 1998-5 – “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;
- UNI EN 1998-6 – “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 6: Torri, pali e camini”.

1.3. Le normative americane: ASCE7, AISC 341 e 358

La prima fondamentale normativa da considerare parlando di norme statunitensi è l'ASCE7-10 – “Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures”. È una norma che definisce i carichi da adottare nella progettazione delle strutture di ogni genere. In particolare, per quanto riguarda le strutture in acciaio soggette a sisma, tale norma tratta di:

- definizione delle combinazioni dei carichi (Capitolo 2);
- determinazione dell'azione sismica (Capitolo 11);
- definizione del fattore di importanza sismica (Capitolo 1, Table 1.5-2);
- requisiti generali di progettazione sismica e tipologie ammesse (Capitolo 12);
- requisiti sismici per componenti non strutturali (Capitolo 13);
- requisiti specifici per i materiali da impiegare in zone sismiche (Capitolo 14);
- requisiti sismici per strutture diverse dagli edifici (Capitolo 15);
- requisiti di progetto per strutture isolate sismicamente (Capitolo 17);
- requisiti di progetto per strutture con sistemi di smorzamento (Capitolo 18);
- interazione suolo-struttura per la progettazione sismica (Capitolo 19);
- procedure di classificazione dei terreni per la progettazione sismica (Capitolo 20);
- procedure di determinazione della sollecitazione sismica specifica per un sito (Capitolo 21).

Abbiamo dato una lista degli argomenti principali trattati dalle ASCE7-10, dalla quale si capisce come la norma non dia soltanto una indicazione dei carichi sismici (cioè la de-

terminazione, principalmente, dello spettro di risposta) ma fornisca anche regole progettuali specifiche per le strutture in zona sismica.

Tali regole progettuali sono poi riprese, ampliate ed in parte modificate dalla norma ANSI/AISC 341-10 “Seismic Provisions for Structural Steel Buildings”. Essa va quindi letta ed impiegata assieme alle ASCE7-10 ma anche assieme alle ANSI/AISC 360-10 “Specification for Structural Steel Buildings”. Queste ultime sono le norme AISC per il calcolo delle strutture in acciaio in generale, non soggette al sisma.

Allo stesso modo, per quanto riguarda la normativa italiana, il §7.5 delle NTC2008 relativo alle strutture in acciaio sismiche va letto insieme al §4.2 che parla delle strutture in acciaio in generale e, in ambito europeo, l’Eurocodice 8 (UNI EN 1998-1) va considerato con l’Eurocodice 3 (UNI EN 1993 in tutte le sue parti) che tratta delle strutture in acciaio a prescindere dal sisma.

Tornando alle AISC 341-10, la norma parla di:

- requisiti generali e requisiti generali di progetto (Capitoli A e B);
- metodi di analisi (Capitolo C);
- prescrizioni di progetto di membrature e connessioni (Capitolo D);
- sistemi intelaiati con attacchi a momento (Capitolo E);
- sistemi controventati e con muri di taglio (Capitolo F);
- strutture composte realizzate con telai a momento (Capitolo G);
- strutture composte realizzate con telai controventati o con muri a taglio (Capitolo H);
- fabbricazione e montaggio (Capitolo I);
- controllo della qualità e garanzia della qualità (Capitolo J);
- prescrizioni per le prova di prequalifica e qualifica ciclica delle connessioni (Capitolo K).

Come si può intuire dalla semplice elencazione degli argomenti trattati, la norma parla praticamente di tutto, tranne che di determinazione dello spettro di progetto.

Notiamo che, a differenza delle norme europee, si parla anche di fabbricazione, montaggio e controllo della qualità.

Circa la fabbricazione ed il montaggio, riferimenti vengono fatti alla norma AISC 303-10 “Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges”, che è qualcosa di paragonabile alla europea UNI EN 1090-2.

Per quanto riguarda poi la saldatura, si fa riferimento alle norme AWS D1.1/D1.1M “Structural Welding Code – Steel” che tratta delle saldature in generale, ed alle AWS D1.8/D1.8M “Welding Code – Seismic Supplement”, relativo, come si deduce dal titolo, alle saldature delle strutture sismiche.

Il capitolo K delle AISC 341-10 ci introduce alla norma ANSI/AISC 358-10 “Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications”.

Questa tratta della prequalifica di connessioni da impiegare in strutture in acciaio realizzate in zona sismica. Vedremo al §5.4 nel dettaglio i contenuti della norma, molto importante perché fornisce le connessioni che possono essere adottate. Sfogliamo qui velocemente l’indice:

- requisiti di progetto (Capitolo 2);
- prescrizioni per le saldature (Capitolo 3);

- prescrizioni per le bullonature (Capitolo 4);
- connessioni a momento del tipo *Reduced Beam Section* (RBS) (Capitolo 5);
- connessioni a momento flangiate (Capitolo 6);
- connessioni a momento del tipo *Bolted Flange Plate* (BFP) (Capitolo 7);
- connessioni a momento saldate (Capitolo 8);
- connessioni a momento *Kaiser Bolted Bracket* (KBB) (Capitolo 9);
- connessioni a momento *ConXtech ConXL* (ConXL) (Capitolo 10).

Come si può intuire, accanto ai capitoli dedicati alle varie connessioni prequalificate, ve ne sono di più generali relativi a requisiti e prescrizioni di progetto, ma anche a prescrizioni su bullonature e saldature.

La terna di norme: ASCE7-10, AISC 341-10 (con alle spalle le AISC 360-10) e AISC 358-10 costituisce dunque il bagaglio normativo per chi vuole progettare strutture sismiche in acciaio negli USA.

2. La sollecitazione sismica

2.1. Introduzione

Il metodo più semplice e pratico per calcolare le azioni sismiche agenti su una struttura è quello dello *spettro di risposta*. L'uso di *time history*, benché concettualmente porti a risultati più vicini al vero, nella pratica è estremamente più elaborato e richiede una notevole mole di calcoli e molte cautele per essere sicuri di usarlo stando dalla parte della sicurezza. Esso è quindi previsto un po' da tutte le normative che però alla fine incoraggiano nella normale pratica l'uso del metodo dello spettro di risposta. Dando per scontato che chi legge sappia cos'è uno spettro di risposta, nei paragrafi seguenti vedremo brevemente le regole proposte dalle normative delle quali ci occupiamo per determinare l'entità del sisma da impiegare e lo spettro associato.

2.2. Criteri generali

Una struttura è sottoposta al rischio di diversi tipi di sisma: sismi di bassa intensità frequenti, sismi di notevole intensità poco frequenti, sismi catastrofici pochissimo frequenti ma comunque possibili.

Sia che un evento sismico sia frequente o poco frequente, le sue conseguenze sul comportamento di una struttura non possono essere trascurate, e il legislatore si è sempre posto il problema di come tenerne conto, considerando che ci sono due importanti obiettivi da raggiungere: la *salvaguardia della vita umana* ed il *contenimento dei danni* materiali associati ad un evento sismico.

L'orientamento unanime è di *considerare la salvaguardia della vita umana un valore assoluto*, da perseguire quindi in concomitanza di qualsiasi possibile sisma che possa avvenire; mentre la limitazione dei danni economici in seguito ad un evento sismico è un criterio più relativo, da dosare in funzione di una valutazione costi-benefici: conviene che la collettività spenda tantissimo subito per realizzare edifici che non subiranno danno alcuno in occasione di eventi sismici anche catastrofici, o invece spendere il giusto (quindi meno) e rischiare, in caso di sismi eccezionali, di dover spendere altri soldi per rimediare ai danni subiti? Fatto salvo il principio della salvaguardia della vita umana ad ogni costo, questa domanda presuppone una valutazione economica: se spendo tanto subito non spenderò poi in caso di evento eccezionale, ma intanto ho sottratto soldi della collettività ad altri utilizzi, che potrebbero portare a salvare delle vite umane (la ricerca sul cancro per esempio). Alla luce di queste considerazioni, la comunità internazionale ha dosato i coefficienti di sicurezza da impiegare nel calcolo delle azioni sismiche.

Da un punto di vista concettuale, tutte le normative prevedono che una struttura possa fronteggiare tre sismi:

- un sisma di minore intensità e quindi abbastanza frequente e probabile, per il quale la struttura dovrebbe restare efficiente;

- un sisma di medio-alta intensità, meno probabile, per il quale si possono accettare danni limitati nelle strutture e negli impianti, ma senza assolutamente crolli perché va salvaguardata la vita umana;
- un sisma di altissima intensità, il massimo possibile atteso nella zona, per il quale si accetta un elevato grado di danneggiamento della struttura ma nessun crollo totale, sempre in funzione del principio di salvaguardia della vita umana.

Di fronte a questa strategia, le normative si muovono in due modi diversi:

- alcune, NTC2008, identificano 2 sismi, uno di bassa ed uno di medio-alta intensità, e svolgono nei confronti di essi, salvo casi particolari, verifiche di non danneggiamento delle parti non strutturali (controllo dello spostamento, o *drift*, d'interpiano) per il sisma minore e verifiche strutturali per il sisma maggiore;
- altre, come l'EC8 e le ASCE7-10, definiscono un solo spettro col quale fanno entrambe le verifiche;
- tutte le norme poi sono tarate in modo tale da prevedere come implicito nei calcoli il non collasso delle strutture per un sisma di massima intensità.

In tutte le normative c'è poi il concetto che un evento sismico sortisce effetti diversi, in termini di salvaguardia delle vite umane ed anche di danni economici, non solo in base alla sua intensità, ma anche in base al tipo di edificio.

Se un edificio non ospita persone, oppure se ne ospita poche o tante, oppure se è essenziale in caso di calamità, oppure se un suo dissesto può provocare conseguenze nocive per la popolazione, in tutti questi casi si intuisce che la difesa dai danni provocati dal sisma non può essere la stessa, ma deve essere dosata. Quindi *danni tanto minori quanto più vite umane sono messe a rischio dal tipo di edificio*. E per avere danni minori non c'è che da aumentare le azioni sismiche.

Ciò viene ottenuto in genere dalle norme amplificando le azioni sismiche mediante un *coefficiente di importanza*, ed è il caso di EC8 e ASCE7-10. Anche le norme italiane lo prevedevano nelle vecchie edizioni, ma nelle NTC2008 il metodo è cambiato, anche se la filosofia è rimasta la stessa: in base all'importanza e alla criticità di un edificio si allunga la sua vita utile, in base alla quale si calcola la probabilità che un sisma arrivi, e quindi in ultima analisi si peggiora il sisma che deve essere considerato. Ma vedremo queste cose più in dettaglio nei paragrafi seguenti.

Un ultimo importante concetto che tutte le norme esprimono, già contenuto in quanto detto: se una struttura deve restare funzionale per un sisma di bassa intensità e deve poi sopportare con danni più o meno grandi, ma che escludano comunque il collasso, sismi di forte intensità, allora vuol dire che per i primi sismi la struttura deve restare in campo elastico, mentre per i secondi, catastrofici, si accetta un comportamento ben oltre il limite elastico. *Le normative dunque accettano che per le sollecitazioni sismiche elevate si esca dal campo elastico e si vada in campo plastico*, e parecchie prescrizioni su come praticamente fare vengono date in ogni codice strutturale. Ma questo sarà l'argomento del capitolo 3.

2.3. La determinazione dello spettro di risposta

2.3.1. Eurocodice 8

Circa la determinazione dello spettro, l'EC8 esprime alcuni principi fondamentali, ma per una pratica applicazione rimanda agli annessi nazionali, essendo la sollecitazione sismica molto legata al luogo in cui sorge l'edificio.

La norma europea afferma, in linea con quanto detto prima, i due requisiti fondamentali da rispettare (EC8, §2.1):

- la limitazione del danno, per sismi di bassa intensità;
- il non-collasso, per sismi di alta intensità.

Pur delegando alle normative nazionali il definire nel merito cosa si intende per sisma di bassa o alta intensità, vengono comunque dati dei valori di riferimento consigliati:

- il sisma di bassa intensità per il quale richiedere la limitazione del danno dovrebbe essere caratterizzato da una probabilità di superamento in 10 anni, P_{DLR} , pari al 10%, o, in altri termini, da un periodo di ritorno, T_{DLR} , di 95 anni;
- il sisma di alta intensità per il quale richiedere il non-collasso dovrebbe essere caratterizzato da una probabilità di superamento in 50 anni, P_{NCR} , pari al 10%, o, in altri termini, da un periodo di ritorno, T_{NCR} , di 475 anni.

Ricordiamo che il livello dell'azione sismica può essere espresso in due modi equivalenti: *a)* la probabilità P_R che l'intensità data sia superata in un periodo di T_L anni; *b)* il periodo di ritorno T_R di un sisma di tale intensità.

Tra le 3 grandezze definite vige la seguente relazione:

$$T_R = -\frac{T_L}{\ln(1 - P_R)} \quad (2.1)$$

Quindi un sisma, dato un periodo di riferimento, può essere identificato indifferentemente dalla probabilità di superamento o dal periodo di ritorno.

Tabella 2.1. Coefficienti di importanza secondo EC8

Classe di importanza	Edifici	Coeff. di importanza
I	Edifici di minore importanza per la sicurezza pubblica, per esempio costruzioni agricole, etc.	0,8
II	Edifici ordinari non appartenenti ad altra categoria	1,0
III	Edifici la cui resistenza sismica è di importanza in vista delle conseguenze associate a un collasso, per esempio scuole, sale per convegni, istituzioni culturali, etc.	1,2
IV	Edifici la cui integrità durante i terremoti è di vitale importanza per la protezione civile, per esempio ospedali, stazioni dei pompieri, impianti per la produzione di energia, etc.	1,4

L'EC8 prevede poi un diverso livello di affidabilità per entrambi i requisiti, legato all'importanza dell'edificio. Tale affidabilità deve essere espressa mediante un coefficiente di importanza, per il quale si suggeriscono i valori riportati in tabella 2.1.

L'EC8 definisce poi lo spettro di risposta in base alle proprietà del terreno, rimandando agli annessi nazionali per una puntualizzazione più precisa. La norma europea comunque, pur affermando la necessità di disporre di un sisma di bassa intensità per le verifiche di limitazione del danno, ed uno di alta intensità per le verifiche di non collasso, definisce solo quest'ultimo sisma, e determina il primo solo in base a coefficienti numerici di riduzione (Vedi EC8, §4.4.3.2(2)).

C'è poi da ricordare che gli annessi nazionali modificano l'EC8 imponendo la filosofia dei due spettri (uno per lo stato limite di esercizio ed uno per lo stato limite ultimo) e rendendo di fatto le prescrizioni dell'EC8 uguali a quelle contenute nelle NTC2008. Perciò per quanto riguarda lo spettro scendiamo nei dettagli al paragrafo successivo dove trattiamo delle norme italiane.

2.3.2. NTC 2008

Le nostre norme si muovono nell'ambito dell'Eurocodice 8, completando quanto delegato dalla norma europea, ma con qualche differenza che verrà illustrata qui nel seguito.

Bisogna innanzi tutto individuare la *vita nominale* V_N della struttura, in base ai criteri esposti in tabella 2.2.

Bisogna poi attribuire alla struttura la *classe d'uso*, in base ai criteri riportati in tabella 2.3. Se si va a vedere, la definizione della classe d'uso è molto simile a quella della classe di importanza riportata nell'EC8 (tabella 2.1).

Usando poi la tabella 2.4 si associa alla struttura, in base alla classe d'uso, un *coefficiente d'uso* C_U , che vale 1 per la classe II, relativa agli edifici normali, 0,7 per la classe I e 1,5 e 2,0 per la III e la IV rispettivamente. Questo coefficiente è qualcosa di analogo al coefficiente di importanza dell'Eurocodice 8, anche se i valori numerici non sono gli stessi. Non solo i valori non sono gli stessi, ma anche (e soprattutto) l'uso è diverso. Infatti il coefficiente d'uso non va a moltiplicare le accelerazioni sismiche (e quindi in ultima analisi le sollecitazioni sismiche) che si andranno a calcolare, ma va a modificare la vita nominale della struttura trasformandola nel *periodo di riferimento* V_R secondo la seguente formula:

$$V_R = C_U V_N \quad (2.2)$$

Quindi, ad esempio:

- un edificio civile ($V_N = 50$ anni) con normali affollamenti ($C_U = 1,0$) avrà un periodo di riferimento di 50 anni;
- lo stesso edificio ma sede, poniamo, di un teatro ($C_U = 1,5$), avrà 75 anni di periodo di riferimento;
- un edificio pubblico ($V_N = 50$ anni) sede della Protezione Civile ($C_U = 2,0$) avrà 100 anni di periodo di riferimento;
- un importante viadotto ($V_N = 100$ anni) strategico per mantenere le comunicazioni nel Paese in caso di grave calamità ($C_U = 2,0$) avrà $V_R = 200$ anni.

Le norme definiscono poi ben 4 stati limite, 2 di esercizio e 2 ultimi, ad ognuno dei quali associano un sisma mediante una data probabilità di superamento durante la vita di riferimento dell'opera, o mediante il corrispondente periodo di ritorno (tabella 2.5).

I quattro stati limite sono:

- SLO, *Stato Limite di Operatività*: per esso la struttura e gli impianti devono restare perfettamente funzionanti;
- SLD, *Stato Limite di Danno*: per esso i danni alle strutture devono essere nulli o modestissimi, i danni alle parti non strutturali modesti e facilmente riparabili;
- SLV, *Stato Limite di salvaguardia della Vita*: danni strutturali significativi, ed ingenti nelle parti non strutturali, ma la struttura mantiene la resistenza ai carichi verticali ed anche, ma ridotta, quella ai carichi orizzontali;
- SLC, *Stato Limite di prevenzione del Collasso*: danni strutturali molto gravi, ed ingenti nelle parti non strutturali, la struttura mantiene la resistenza ai carichi verticali, mentre quella ai carichi orizzontali è gravemente ridotta, ma la struttura non è comunque collassata.

Tra la probabilità P_{VR} di superamento in un tempo V_R e il periodo di ritorno T_R vige ovviamente la relazione (2.1).

Quindi, ad esempio, se consideriamo un edificio civile di normale occupazione ($V_R = 50$ anni), i quattro sismi associati ai quattro stati limite saranno:

SLO	$P_{VR} = 81 \%$	$T_R = -\frac{50}{\ln(1-0,81)} = 30$ anni
SLD	$P_{VR} = 63 \%$	$T_R = -\frac{50}{\ln(1-0,63)} = 50$ anni
SLV	$P_{VR} = 10 \%$	$T_R = -\frac{50}{\ln(1-0,10)} = 475$ anni
SLC	$P_{VR} = 5 \%$	$T_R = -\frac{50}{\ln(1-0,05)} = 975$ anni

Notiamo come l'EC8 suggeriva 2 sismi, di bassa ed alta intensità, con periodo di ritorno, rispettivamente, di 95 e 475 anni, mentre le NTC impongono, per gli stati limite SLD ed SLV (che sono quelli che poi verranno usati principalmente nelle verifiche in condizioni di esercizio e limite) i periodi di ritorno di 50 e 475 anni.

Tabella 2.2. Vita nominale V_N delle strutture (dalla tabella 2.4.I delle NTC2008)

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

Tabella 2.3. Classi d'uso delle strutture (NTC2008 §2.4.2)

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 o 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.
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 del 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.

Tabella 2.4. Coefficiente d'uso C_U (dalla tabella 2.4.II delle NTC2008)

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Tabella 2.5. Stati limite e sisma associato, secondo NTC2008

	Stato limite	P_{VR}	T_R
Stati limite di esercizio	SLO Stato Limite di Operatività	81 %	$0,60V_R$
	SLD Stato Limite di Danno	63 %	$1,00V_R$
Stati limite ultimi	SLV Stato Limite di salvaguardia della Vita	10 %	$9,49V_R$
	SLC Stato Limite di prevenzione del Collasso	5 %	$19,5V_R$

A questo punto, con la latitudine e la longitudine del sito e con il periodo di ritorno scelto, si ricavano dall'Allegato B delle NTC2008 (o con apposito *software*, ad esempio quello reperibile nel sito del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (www.cslp.it)) i tre parametri a_g , F_0 e T^*_{cs} , che serviranno per costruire lo spettro di risposta.

Con essi si costruisce uno *spettro riferito ad un terreno roccioso con superficie orizzontale*. Per tener conto degli effetti del terreno occorre:

- individuare il tipo di terreno con l'ausilio della tabella 2.6;
- calcolare i coefficienti S_S e C_C funzione del tipo di terreno individuato, mediante la tabella 2.7;

c) calcolare il coefficiente S_T per tener conto della topografia del terreno, con l'aiuto della tabella 2.8.

Si può adesso costruire lo spettro di risposta orizzontale, riportato in figura 2.1, in funzione delle condizioni sismiche locali (parametri a_g , F_0 , T^*_C) della stratigrafia (S_S , C_C) e della topografia locale (S_T). Da notare che nelle equazioni che descrivono lo spettro si usa il coefficiente $S = S_S \cdot S_T$. Per ottenere lo spettro verticale, $S_{ve}(T)$, occorre sostituire F_0 con:

$$F_V = 1.35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0.5} \quad (2.3)$$

Ma attenzione, perché nell'espressione dello spettro valida per il tratto $0 \leq T < T_B$, si sostituisce F_0 con F_V ma solo al numeratore (c'è un refuso nella prima delle (3.2.10) delle NTC, rilevato nella Circolare al §C3.2.3.2.2). In altre parole, l'espressione corretta dello spettro in tale tratto è:

$$S_{ve}(T; 0 \leq T < T_B) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad (2.4)$$

Inoltre occorre variare i parametri S_S , T_B , T_C e T_D come segue:

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

Tabella 2.6. Tipi di terreno (dalla tabelle 3.2.II e 3.2.III delle NTC2008)

Cat.	Descrizione	Velocità equiv. onde di taglio ($V_{s,30}$)	Resistenza penetrometrica dinamica equiv. ($N_{SP,T,30}$)	Resistenza non drenata equiv. ($c_{u,30}$)
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi (strato alterato superf. max. 3 m)	> 800 m/s		
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o a grana fine molto consistenti (spessore di almeno 30 m)	> 360 m/s < 800 m/s	> 50	> 250 kPa
C	Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o a grana fine mediamente consistenti (spessore di almeno 30 m)	> 180 m/s < 360 m/s	> 15 < 50	> 70 kPa < 250 kPa
D	Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o a grana fine scarsamente consistenti (spessore di almeno 30 m)	< 180 m/s	< 15	< 70 kPa
E	Terreni di tipo C o D, ma con spessore non superiore a 20 m, giacenti su strato roccioso	> 800 m/s		

Cat.	Descrizione	Velocità equiv. onde di taglio ($V_{s,30}$)	Resistenza penetrometrica dinamica equiv. ($N_{SPT,30}$)	Resistenza non drenata equiv. ($c_{u,30}$)
S1	Depositi di terreni con valori di $V_{s,30} < 100$ m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa) che includono almeno 3 m di torba o argille altamente organiche	Predisporre specifiche analisi per la definizione delle azioni sismiche		
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di terreno non rientrante nei tipi precedenti			

Tabella 2.7. Coefficienti S_S C_C per tener conto della stratigrafia del terreno (da Tabella 3.2.V di NTC2008)

Categoria sottosuolo	S_S	C_C
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tabella 2.8. Coefficiente S_T per tener conto della topografia del terreno (da Tabelle 3.2.IV e 3.2.VI di NTC2008)

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera	S_T
T1 Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$	–	1,0
T2 Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3 Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4 Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Il coefficiente S_T varia linearmente dalla sommità del pendio o cresta sino alla base dove assume il valore unitario.

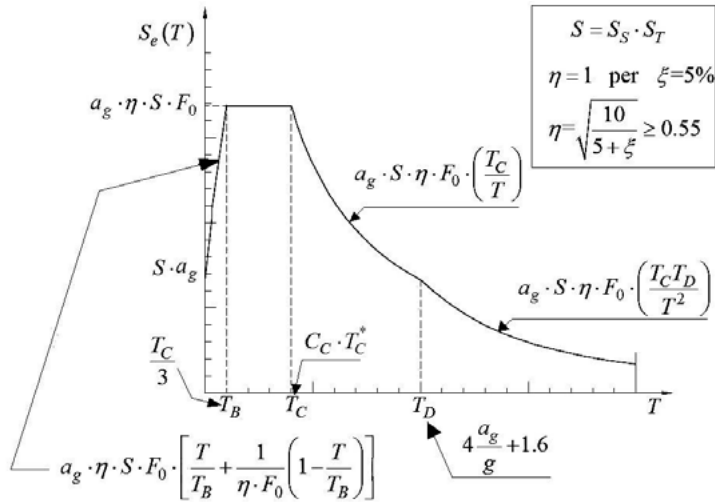


Figura 2.1. Spettro di risposta orizzontale, secondo NTC2008

2.3.3. ASCE 7-10

Per determinare lo spettro di risposta si opera nel seguente modo:

- 1) Si determinano, per il sito in oggetto, i parametri di accelerazione S_s (accelerazione spettrale a periodo breve, $T = 0,2$ sec) e S_1 (accelerazione spettrale al periodo $T = 1$ sec). Questi parametri, che si determinano con l'uso di mappe o di apposito *software*, sono relativi al *Maximum Considered Earthquake* MCE, terremoto molto severo con periodo di ritorno di 2475 anni, ovvero con probabilità di superamento del 2% su un periodo di 50 anni. Tali valori sono relativi ad uno smorzamento del 5% ed a un sito roccioso, di classe B (vedi nel seguito).
- 2) Si effettua quindi la classificazione del terreno.
Si identifica il terreno del sito in oggetto con l'ausilio della tabella 2.9. Poi con le tabelle 2.10 e 2.11, in funzione del tipo di sito e dei parametri S_s ed S_1 già ricavati, si calcolano i coefficienti F_a ed F_v . Con essi si calcolano le accelerazioni spettrali MCE che tengono conto del tipo di terreno:

$$S_{MS} = F_a S_s$$

$$S_{M1} = F_v S_1$$

Tabella 2.9. Classificazione dei terreni, da Table 20.3-1 di ASCE 7-10

Classe di sito	Tipo di suolo	\bar{v}_s
A	Roccia dura	> 5,000 ft/s (1524 m/s)
B	Roccia	da 2,500 a 5,000 ft/s (da 762 a 1524 m/s)
C	Terreno molto addensato e rocce tenere	da 1,200 a 2,500 ft/s (da 366 a 762 m/s)
D	Terreno addensato	da 600 a 1,200 ft/s (da 183 a 366 m/s)
E	Argille soffici	< 600 ft/s (366 m/s)
F	Terreno richiedenti analisi specifiche per la determinazione delle azioni sismiche in accordo a Section 21.1	

Tabella 2.10. Coefficiente di sito F_a , da Table 11.4-1 di ASCE7-10

Classe di sito	<i>Mapped Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCER) Spectral Response Acceleration Parameter at Short Period</i>				
	$S_S \leq 0,25$	$S_S = 0,50$	$S_S = 0,75$	$S_S = 1,00$	$S_S \geq 1,25$
A	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
B	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
C	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
D	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
E	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
F	Un'analisi specifica della risposta sismica in accordo a quanto detto in Section 21.1 deve essere svolta per terreni in classe F				

Tabella 2.11. Coefficiente di sito F_v , da Table 11.4-2 di ASCE7-10

Site class	<i>Mapped Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCER) Spectral Response Acceleration Parameter at 1-s Period</i>				
	$S_I \leq 0,1$	$S_I = 0,2$	$S_I = 0,3$	$S_I = 0,4$	$S_I \geq 0,5$
A	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
B	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
C	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
D	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
E	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
F	Un'analisi specifica della risposta sismica in accordo a quanto detto in Section 21.1 deve essere svolta per terreni in classe F				

- 3) Si definisce l'*accelerazione spettrale di progetto DBE*, semplicemente prendendo i 2/3 della accelerazione MCE:

$$S_{DS} = (2/3)S_{MS} \quad (2.5a)$$

$$S_{D1} = (2/3)S_{M1} \quad (2.5b)$$

- 4) Con l'accelerazione spettrale di progetto si hanno gli strumenti per costruire lo spettro di risposta (figura 2.2).

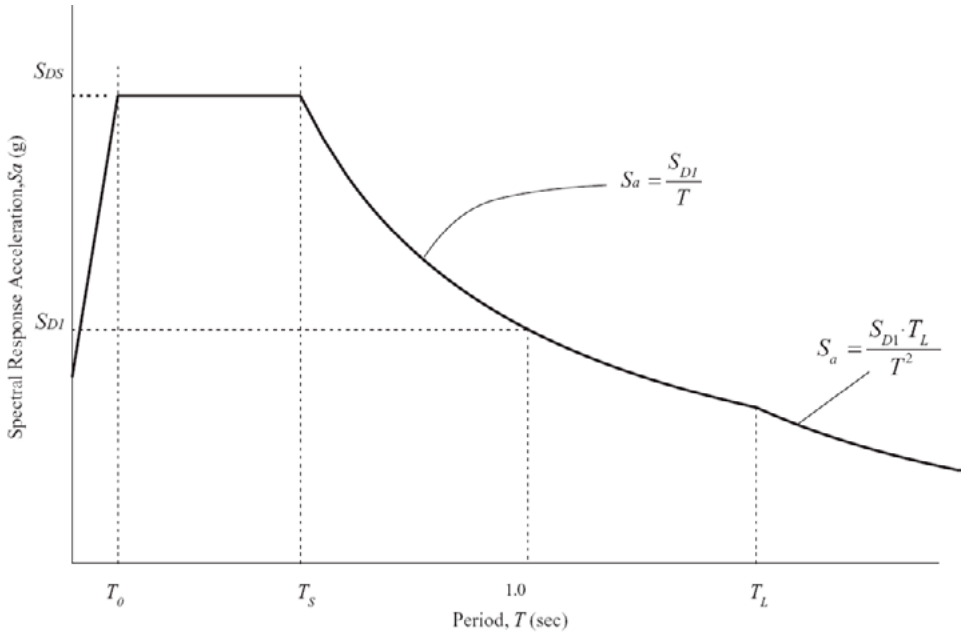


Figura 2.2. Spettro di risposta secondo ASCE7-10, da figura 11.4-1

Esso è così definito:

- a) Per $T < T_0$:

$$S_a = S_{DS} \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (2.6)$$

- b) Per $T_0 \leq T \leq T_S$:

$$S_a = S_{DS} \quad (2.7)$$

- c) Per $T_S < T \leq T_L$:

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (2.8)$$

d) Per $T > T_L$:

$$S_a = \frac{S_{D1} T_L}{T^2} \quad (2.9)$$

Dove: $T_0 = 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$; $T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$; T_L si ricava da opportune mappe riportate nelle ASCE7-10.

Le ASCE7-10 stabiliscono poi una classificazione delle strutture ed edifici in *categorie di rischio*, in funzione del rischio per la vita umana e di un danno economico conseguente ad un eventuale dissesto della struttura. La categoria *standard* è la II; la I è una categoria a basso rischio, la III e la IV ad alto e altissimo rischio. Alle categorie di rischio viene associato poi un *fattore di importanza sismica* che vale 1,00 per le categorie di rischio I e II, 1,25 per la III e 1,50 per la IV (tabella 2.12).

Tabella 2.12. Categorie di rischio e fattore d'importanza sismica, da Table 1.5-1 e Table 1.5-2 di ASCE7-10

Uso e occupazione di edifici e strutture	Categoria di rischio	Fattore di importanza sismica, I_e
Edifici ed altre strutture con associato un basso rischio di perdita di vite umane in caso di dissesto grave.	I	1,00
Tutti gli edifici e strutture tranne quelli elencati nelle categorie di rischio I, III e IV.	II	1,00
Edifici ed altre strutture ai quali è associato un notevole rischio di perdita di vite umane in caso di dissesto grave. Edifici ed altre strutture, non inclusi nella categoria di rischio IV, che possono causare danni economici gravi e conseguenze serie sulla vita civile in caso di dissesto grave. Edifici ed altre strutture, non inclusi nella categoria di rischio IV (inclusi, ma non limitati a, impianti che trattano immagazzinano usano movimentano o dispongono di sostanze o combustibili pericolosi, prodotti chimici pericolosi, rifiuti pericolosi, o esplosivi) che ospitano sostanze tossiche o esplosive quando la loro quantità supera una soglia stabilita dalle autorità che hanno giurisdizione a riguardo ed è sufficiente a rappresentare un pericolo per il pubblico se rilasciate.	III	1,25
Edifici ed altre strutture progettati come infrastrutture essenziali.	IV	1,50

Uso e occupazione di edifici e strutture	Categoria di rischio	Fattore di importanza sismica, I_e
<p>Edifici ed altre strutture il dissesto grave delle quali potrebbe rappresentare un pericolo sostanziale per la comunità.</p> <p>Edifici ed altre strutture (inclusi, ma non limitati a, impianti che trattano immagazzinano usano movimentano o dispongono di sostanze o combustibili pericolosi, prodotti chimici pericolosi, rifiuti pericolosi) che ospitano sostanze altamente tossiche in quantità sufficiente, dove la quantità supera la soglia, stabilita dalle autorità che hanno giurisdizione, di pericolosità per il pubblico se rilasciate.</p> <p>Edifici ed altre strutture necessari a mantenere la funzionalità di altre strutture in categoria di rischio IV.</p>		

C'è infine una classificazione delle strutture in *Seismic Design Category*, categorie sismiche di progetto, in funzione dell'accelerazione attribuita ad un sito e della categoria di rischio attribuita all'edificio. Le categorie vanno, in ordine crescente di rilevanza del sisma per l'opera in oggetto, dalla A alla F (tabella 2.13).

Tabella 2.13. Categorie sismiche di progetto, da Table 11.6-1 e Table 11.6-2 di ASCE7-10

Valori di S_{xx}	Categorie di rischio	
	I, II, o III	IV
$S_I \geq 0,75$	E	F
$S_I < 0,75$: La maggiore tra:		
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D
e:		
$S_{DI} < 0,067$	A	A
$0,067 \leq S_{DI} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{DI} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{DI}$	D	D

A seconda della categoria sismica di progetto, le ASCE7-10 danno prescrizioni diverse di progetto da rispettare. Nel capitolo 3 vedremo come ci siano limitazioni all'uso delle tipologie sismiche ammesse dalle ASCE7-10, con in aggiunta le regole dettagliate delle AISC 341-10, a seconda appunto della categoria sismica di progetto.

2.4. Esempi di calcolo di spettri di risposta

2.4.1. L'Aquila (NTC2008)

Immaginiamo di voler costruire un edificio a L'Aquila e di determinarne lo spettro di risposta secondo le norme italiane, NTC2008.

È un edificio di civile abitazione, quindi un'opera ordinaria con vita nominale $V_N = 50$ anni (Tabella 2.2).

Poiché è una costruzione con normale affollamento, la sua classe d'uso è la II (tabella 2.3), il coefficiente d'uso C_U vale 1,0 (tabella 2.4) ed il periodo di riferimento vale:

$$V_R = C_U V_N = 1,0 \times 50 = 50 \text{ anni}$$

Dobbiamo considerare 2 spettri di risposta:

- uno per lo stato limite di servizio SLD, con periodo di ritorno: $1,0V_R = 1,0 \times 50 = 50$ anni;
- uno per lo stato limite ultimo SLV, con periodo di ritorno: $9,49V_R = 9,49 \times 50 = 475$ anni.

Il terreno è il tipo B: Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o a grana fine molto consistenti (spessore di almeno 30 m) (tabella 2.6).

La categoria topografica è la T1: superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $\leq 15^\circ$ (tabella 2.8).

Usando l'allegato B delle NTC (o il programma Spettri del CSLPP, o altro *software* adatto allo scopo) ricaviamo i 3 parametri a_g , F_0 e T_c^* per il sito dato ed i periodi di ritorno fissati:

Stato Limite	T_R [anni]	a_g [g]	F_0	T_c^* [s]
SLD	50	0,104	2,332	0,281
SLV	475	0,261	2,364	0,347

Calcoliamo i parametri per lo spettro relativo all'SLV.

Parametri relativi al suolo ed alla topografia:

Dalla tabella 2.7:

$$S_S = 1,40 - 0,40F_0 \frac{a_g}{g} = 1,40 - 0,40 \times 2,364 \times 0,261 = 1,153$$

(OK, deve essere tra 1 e 1,20)

$$C_C = 1,10 \left(T_c^* \right)^{-0,20} = 1,10 \times 0,347^{-0,20} = 1,359$$

Dalla tabella 2.8:

$$S_T = 1$$

$$S = S_S S_T = 1,153 \times 1,00 = 1,153$$

Punti significativi dello spettro:

Ordinata per $T = 0$:

$$S a_g = 1,153 \times 0,261 = 0,301 \text{ g}$$

Ordinata del *plateau* (per T tra T_B e T_C):

$$a_g S F_0 = 0,261 \times 1,153 \times 2,364 = 0,711 \text{ g}$$

Valori di T_B , T_C e T_D :

$$T_B = T_C / 3 = 0,472 / 3 = 0,157 \text{ sec}$$

$$T_C = C_C \times T^*_C = 1,359 \times 0,347 = 0,472 \text{ sec}$$

$$T_D = 4 \frac{a_g}{g} + 1,6 = 4 \times 0,261 + 1,6 = 2,644 \text{ sec}$$

$$\text{Ordinata per } T = T_D: \quad 0,127 \text{ g}$$

Calcoliamo i parametri per lo spettro relativo all'SLD.

Parametri relativi al suolo ed alla topografia:

Dalla tabella 2.7:

$$S_S = 1,40 - 0,40 F_0 \frac{a_g}{g} = 1,40 - 0,40 \times 2,332 \times 0,104 = 1,303 \rightarrow 1,20$$

(deve essere tra 1 e 1,20)

$$C_C = 1,10 (T^*_C)^{-0,20} = 1,10 \times 0,281^{-0,20} = 1,418$$

Dalla tabella 2.8:

$$S_T = 1$$

$$S = S_S S_T = 1,20 \times 1,00 = 1,20$$

Punti significativi dello spettro:

Ordinata per $T = 0$:

$$S a_g = 1,20 \times 0,104 = 0,125 \text{ g}$$

Ordinata del *plateau* (per T tra T_B e T_C):

$$a_g S F_0 = 0,104 \times 1,20 \times 2,332 = 0,291 \text{ g}$$

Valori di T_B , T_C e T_D :

$$T_C = C_C \times T^*_C = 1,418 \times 0,281 = 0,398 \text{ sec}$$

$$T_B = T_C / 3 = 0,398 / 3 = 0,133 \text{ sec}$$

$$T_D = 4 \frac{a_g}{g} + 1,6 = 4 \times 0,104 + 1,6 = 2,016 \text{ sec}$$

$$\text{Ordinata per } T = T_D: 0,0575 \text{ g}$$

2.4.2. Hi Mountain Potrero, CA – U.S.A. (ASCE 7-10)

Immaginiamo ora di voler costruire lo stesso edificio di prima in California, a circa 30 miglia a est di San Louis Obispo, in una località a 865 metri di altitudine che si chiama Hi Mountain Potrero di latitudine 35,259° N e longitudine 120,3960° W. Perché questa strana località? Semplicemente perché ha caratteristiche sismiche simili a quelle de L'Aquila. Calcoleremo lo spettro ovviamente con le ASCE 7-10.

Ricordiamo che Le ASCE 7-10 richiedono un solo spettro, con periodo di ritorno di 475 anni, quindi paragonabile a quello richiesto dalle NTC2008 per l'SLV.

Maximum Considered Earthquake MCE del sito:

$$S_S = 1,058 \text{ g}$$

$$S_1 = 0,425 \text{ g}$$

Il terreno è classificato *site class* C, “*Very dense soil and soft rock*” (Tabella 2.9).

Calcoliamo i coefficienti di sito F_a (tabella 2.10) e F_v (tabella 2.11).

$$F_a = 1,0 \quad (\text{terreno C e } S_S = 1,058)$$

$$F_v = 1,375 \quad (\text{terreno C e } S_1 = 0,425, \text{ interpolato tra } 1,4 \text{ e } 1,3)$$

Calcoliamo le accelerazioni spettrali MCE che tengono conto del tipo di terreno:

$$S_{MS} = F_a S_S = 1,00 \times 1,058 = 1,058 \text{ g}$$

$$S_{M1} = F_v S_1 = 1,375 \times 0,425 = 0,585 \text{ g}$$

Calcoliamo l'accelerazione spettrale di progetto DBE:

$$S_{DS} = (2/3) S_{MS} = (2/3) \times 1,058 = 0,705 \text{ g}$$

$$S_{D1} = (2/3) S_{M1} = (2/3) \times 0,584 = 0,390 \text{ g}$$

Punti significativi dello spettro:

$$S_a(T = 0 \text{ sec}) = 0,4 S_{DS} = 0,4 \times 0,705 = 0,282 \text{ g}$$

$$S_a(T_0 \leq T \leq T_S) = S_{DS} = 0,705 \text{ g}$$

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0,2 \times \frac{0,390}{0,705} = 0,111 \text{ sec}$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0,390}{0,705} = 0,553 \text{ sec}$$

$$T_L = 12,000 \text{ sec (dalle mappe)}$$

L'edificio è poi categoria di rischio II (*standard*), fattore d'importanza $I_e = 1$ (tabella 2.12).

Stabiliamo infine la categoria sismica di progetto (tabella 2.13).

$$S_1 < 0,75$$

$$S_{DS} \geq 0,50 \rightarrow D$$

$$S_{D1} \geq 0,20 \rightarrow D$$

La categoria sismica è la maggiore tra le 2 trovate, quindi D.

Riportiamo infine in figura 2.3 il confronto tra lo spettro SLV de L'Aquila e quello di Hi Mountain Potrero, CA.

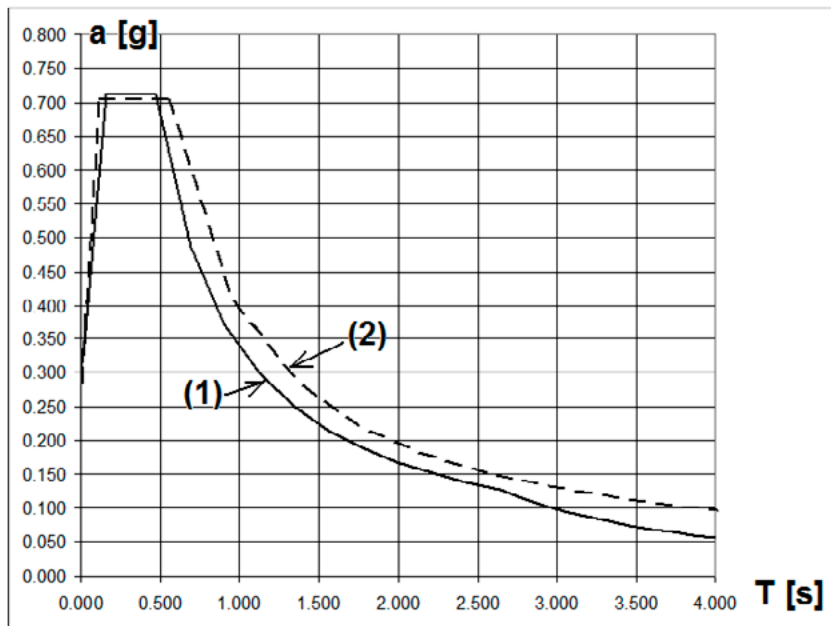


Figura 2.3. (1) Spettro di risposta per SLV, L'Aquila, secondo NTC2008;
(2) Spettro di risposta, Hi Mountain Potrero, CA, secondo ASCE7-10

4. La modellazione delle strutture, l'analisi e le verifiche

4.1. I metodi di analisi

I metodi che si applicano per l'analisi delle azioni sismiche, secondo l'EC8, sono fondamentalmente due:

- 1) *il metodo di analisi con forze laterali* (EC8, §4.3.3.2);
- 2) *l'analisi modale con spettro di risposta* (EC8, §4.3.3.3).

Entrambi i metodi sono basati sull'analisi elastico-lineare e sono riconosciuti come i metodi da usare nella pratica. Il metodo dell'analisi modale è il metodo fondamentale, applicabile senza restrizioni, mentre il metodo delle forze laterali è un approccio semplificato, da applicare con alcune limitazioni che, nell'EC8, sono indicate come segue:

a) la struttura deve essere regolare in altezza;

b) $T_1 \leq \min\{2, 5T_C; T_D\}$, dove T_1 è il periodo proprio e T_C e T_D due punti significativi dello spettro (vedi figura 2.1);

c) si possono utilizzare 2 modelli piani indipendenti, uno per ciascuna direzione orizzontale principale, se la struttura è regolare in pianta, altrimenti deve essere usato un modello 3D.

In realtà la limitazione (b) sul periodo proprio T_1 sopra riportata è quella delle NTC2008. Quella dell'EC8 sarebbe:

$$T_1 \leq \min\{4T_C; 2\text{sec}\}$$

Ma la definizione di T_C e di T_D sono un po' diverse tra EC8 ed NTC, perciò per questi aspetti di dettaglio conviene riferirsi alla normativa nazionale.

In alternativa a questi due metodi basati sull'analisi lineare, l'Eurocodice prevede due altri metodi basati sull'analisi non lineare:

- 1) *il metodo dell'analisi statica non lineare, o pushover*;
- 2) *il metodo dell'analisi dinamica non-lineare con time-history*.

È chiaro che questi metodi sono più complessi e di non semplice impiego. Non è scopo di questo libro parlare nel dettaglio di tali metodi, per la conoscenza dei quali rimandiamo a pubblicazioni più specifiche.

Le ASCE7-10 indicano anch'esse come metodi principali i due metodi basati sull'analisi lineare indicati dall'EC8, e cioè:

- 1) *Equivalent Lateral Force Analysis (ELF)*, cioè il metodo di analisi con forze laterali (Section 12.8);
- 2) *Modal Response Spectrum Analysis (MRS)*, cioè l'analisi modale con spettro di risposta (Section 12.9).

Anche per le ASCE il metodo (2) è il fondamentale, ed il metodo (1) può essere applicato con restrizioni che riguardano la categoria sismica, l'altezza dell'edificio e le irregola-

rità in altezza ed in pianta (vedi tabella 4.1). Anche la normativa americana ammette l'uso di metodi più complessi, e cioè:

1) *Linear e Nonlinear Response History Analysis*, cioè il metodo dell'analisi dinamica, sia lineare che non lineare, con *time-history*.

Le ASCE7-10, a differenza dell'EC8, non ammettono come ufficiale il metodo dell'analisi statica non lineare di *pushover*.

Anche nei casi in cui non si può usare il metodo delle forze laterali, le ASCE7-10 prescrivono (in ciò discostandosi parzialmente dall'EC8) che esso venga comunque usato per:

- i calcoli di predimensionamento;
- la valutazione delle irregolarità torsionali;
- la valutazione dei fattori di ridondanza;
- il calcolo degli effetti $P-\Delta$;
- la regolazione (*scaling*) dei risultati ottenuti con l'analisi modale o con l'analisi con la *time-history*.

Vedremo nel seguito cosa sono gli argomenti qui sopra citati.

Adesso, visto che è molto usato almeno per calcoli preliminari e che comunque lo useremo negli esempi, illustriamo nel dettaglio il metodo delle forze laterali.

Tabella 4.1. Procedure di analisi ammesse, da Table 12.6-1 di ASCE7-10

Categoria sismica di progetto	Caratteristiche Strutturali	<i>Equivalent Lateral Force Analysis</i>	<i>Modal Response Spectrum Analysis</i>	<i>Seismic Response History Procedures</i>
C	Tutte le strutture	P	P	P
D, E, F	Edifici in categoria di rischio I e II non maggiori di 2 piani	P	P	P
	Costruzioni con struttura <i>light-frame</i>	P	P	P
	Strutture senza irregolarità strutturali e che non superano l'altezza di 160 ft (49 m)	P	P	P
	Strutture senza irregolarità strutturali che superano l'altezza di 160 ft (49 m) e con $T < 3,5T_s$	P	P	P
	Strutture che non superano i 160 ft (49 m) di altezza e che hanno soltanto irregolarità strutturali orizzontali di tipo 2, 3, 4 o 5 in Table 12.3-1 o irregolarità verticali di tipo 4, 5a o 5b in Table 12.3-2. (*)	P	P	P
	Tutte le altre strutture	NP	P	P

(*) Le Table 12.3-1 e 12.3-2 sono riprodotte nelle tabelle 4.6a e 4.6b, rispettivamente, di questo testo.
 NP = Non Permesso; P = Permesso
 $T_s = S_{D1} / S_{DS}$

Partiamo con la versione dell'EC8 (e delle NTC2008, ove si discostassero).

Nota il periodo proprio T_1 , e noto il fattore di struttura q , si calcola la forza di taglio totale alla base F_h generata dal sisma:

$$F_h = \frac{1}{q} S_d(T_1) \cdot (W/g) \cdot \lambda \quad (4.1)$$

Con W peso totale pari a:

$$W = \sum_j W_j = \sum_j (G_j + \psi_2 Q_j) \quad (4.2)$$

Dove $S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di progetto, G_j e Q_j sono i carichi, rispettivamente, permanenti e variabili gravanti sul j -esimo piano, ψ_2 è il coefficiente di combinazione di cui alla tabella 2.5.I delle NTC2008; λ è un coefficiente correttivo che tiene conto del fatto che, per edifici con almeno tre piani la massa modale efficace del primo modo è in media inferiore del 15% alla massa totale dell'edificio: $\lambda = 0,85$ se ci sono almeno 3 piani e se $T_1 < 2T_C$, altrimenti $\lambda = 1$.

A questo punto si trova la forza orizzontale F_i da applicare ad ogni piano con la formula seguente:

$$F_i = F_h \frac{z_i \cdot W_i}{\sum_j z_j \cdot W_j} \quad (4.3)$$

Dove la coordinata z_i è la distanza dell' i -esimo piano dalla quota d'imposta dell'edificio quando la forma del primo modo è approssimata con spostamenti orizzontali che crescono con l'altezza, altrimenti la z_i dovrebbe essere lo spostamento della massa dell' i -esimo piano nel primo modo di vibrare.

Vediamo adesso cosa prescrivono le ASCE7-10.

La forza di taglio totale alla base V , generata dal sisma, sarà:

$$V = C_s \cdot W \quad (4.4)$$

Dove C_s è il coefficiente di risposta sismica e W è il *peso sismico effettivo*.

W comprende tutti i pesi propri strutturali e quelli dovuti a materiali ausiliari, il carico di eventuali macchinari, il 20% del carico della neve se esso supera $1,44 \text{ kN/m}^2$ e il 25% dei carichi variabili se si tratta di aree adibite a magazzino.

Il coefficiente di risposta sismica C_s va calcolato come:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{(R/I_e)} \quad (4.5)$$

Ma non è necessario che sia maggiore di:

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T(R/I_e)} \text{ per } T \leq T_L \quad (4.6)$$

$$C_s = \frac{S_{D1} T_L}{T^2 (R/I_e)} \text{ per } T > T_L \quad (4.7)$$

C_s non deve essere minore del valore:

$$C_s = 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01 \quad (4.8)$$

Infine, in zone nelle quali $S_1 \geq 0,6g$, C_s non deve essere minore di:

$$C_s = 0,5 \frac{S_1}{(R/I_e)} \quad (4.9)$$

Dove S_{DS} e S_{D1} sono rispettivamente l'accelerazione spettrale di progetto a periodo breve ($T = 0,2$ sec) e per un periodo di 1 sec, R è il *response modification factor* e I_e è il fattore di importanza.

A questo punto si trova la forza orizzontale F_i da applicare ad ogni piano con la formula seguente:

$$F_i = V \frac{z_i \cdot W_i^k}{\sum_j z_j \cdot W_j^k} \quad (4.10)$$

Dove la coordinata z_i è la distanza del piano del piano i -esimo dalla quota d'imposta dell'edificio, W_i è il peso sismico effettivo relativo al piano i -esimo, k è un coefficiente che vale 1 per periodi minori o uguali a 0,5 sec, vale 2 per periodi maggiori od uguali a 2,5 sec, e che assume valori interpolati per periodi tra 0,5 e 2,5 sec.

Le formulazioni dell'EC8 modificato dalle NTC e delle ASCE 7-10 sono molto simili: in entrambe interviene la riduzione data dal fattore di struttura q o dal *response modification factor* R , nella formulazione americana c'è anche il fattore d'importanza I_e che non c'è nella versione EC8/NTC, perché nelle norme italiane tale fattore è abolito, come spiegato al capitolo 2.

Varia poi, come si può notare, la formula di distribuzione delle forze ai piani.

Circa il periodo proprio fondamentale della struttura (T_1 o T a seconda della normativa), vengono fornite delle formule approssimate per calcolarlo.

L'EC8 suggerisce di usare il *metodo di Rayleigh*: si carica il telaio ad ogni piano con forze orizzontali P_i pari al peso della massa sismica agente al piano, si trovano gli spostamenti orizzontali di ogni piano δ_i e si applica la formula:

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_i P_i \delta_i^2}{g \sum_i P_i \delta_i}} \quad (4.11)$$

Per edifici di altezza non superiore a 40 metri, T_1 può essere approssimato con la formula:

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4} \quad (4.12)$$

Dove H è l'altezza dell'edificio, espressa in metri; C_t vale 0,085 per telai spaziali di acciaio con attacchi a momento, 0,075 per telai di acciaio con controventi eccentrici, e 0,050 in tutti gli altri casi.

Le ASCE 7-10 suggeriscono anche loro metodi analitici quale ad esempio il metodo di Rayleigh per calcolare il periodo fondamentale T , trovando un valore che chiamiamo T_{calc} e che però deve risultare:

$$T_{calc} \leq C_U T_a \quad (4.13)$$

Dove T_a è un periodo fondamentale approssimato e vale:

$$T_a = C_t \cdot h_n^x \quad (4.14)$$

Dove h_n è l'altezza della struttura (in ft. o in metri) e i parametri C_t ed x si ricavano dalla tabella 4.2 (valori tra parentesi se h_n è espresso in metri).

Tabella 4.2. Valori dei parametri C_t ed x , da Table 12.8-2 di ASCE7-10

Tipo di struttura	C_t	x
Sistemi con telai a momento nei quali il telaio sopporta il 100% delle forze sismiche e non è cooperato da componenti che sono più rigidi ed impedirebbero ai telai di deformarsi quando soggetti ad azioni sismiche:		
Telai a momento in acciaio	0,028 (0,0724)	0,8
Telai a momento in calcestruzzo	0,016 (0,0466)	0,9
Telai in acciaio con controventi eccentrici	0,03 (0,0731)	0,75
Telai con controventi a sbandamento impedito (SBRB)	0,03 (0,0731)	0,75
Tutti gli altri sistemi	0,02 (0,0488)	0,75

Il coefficiente C_U , che pone un limite massimo al periodo calcolato, lo si ricava dalla tabella 4.3.

Tabella 4.3. Valori del parametro C_U , da Table 12.8-1 di ASCE7-10

Accelerazione spettrale di progetto, parametro a 1 sec, S_{D1}	Coefficiente C_u
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

In assenza di un valore T_{calc} più preciso, può essere usato comunque il valore T_a .

L'analisi modale è invece un metodo che non ha limitazioni, può cioè essere impiegato per qualsiasi modello strutturale.

L'EC8 raccomanda di tenere in considerazione tutti i modi che contribuiscono in maniera significativa alla risposta sismica, il che si ottiene controllando che:

a) la somma delle masse modali efficaci per i modi considerati rappresenti almeno il 90% della massa totale della struttura;

b) siano presi in considerazione tutti i modi caratterizzati da una massa modale efficace maggiore del 5% della massa totale.

Circa la valutazione del valore massimo di una qualsiasi grandezza E (una azione interna, uno spostamento, etc.), tale valore può essere ricavato come radice quadrata della somma dei quadrati dei valori assunti modo per modo:

$$E = \sqrt{\sum_i E_i} \quad (4.15)$$

se i modi possono essere considerati indipendenti, cioè se, dati i periodi di 2 modi T_i e T_j , con $T_j \leq T_i$, risulti:

$$T_j \leq 0,9T_i \quad (4.16)$$

Altrimenti gli effetti dei vari modi vanno combinati mediante la *combinazione quadratica completa*:

$$E = \sqrt{\sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j} \quad (4.17)$$

con:

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2 \beta_{ij}^{3/2}}{(1 + \beta_{ij}) \left[(1 - \beta_{ij})^2 + 4\xi^2 \beta_{ij} \right]}$$

Dove E_i è il valore dell'effetto relativo al modo i -esimo, ρ_{ij} è il coefficiente di correlazione dei modi i -esimo e j -esimo, ξ è lo smorzamento viscoso dei modi i -esimo e j -esimo, $\beta_{ij} = T_j/T_i$ è il rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia di modi.

Anche per l'ASCE 7-10 occorre che la somma delle masse modali efficaci per i modi considerati rappresenti almeno il 90% della massa totale della struttura e, per quanto riguarda la combinazione dei modi per ottenere i valori massimi delle varie grandezze, vale quanto detto dall'EC8: si può usare la radice quadrata della somma dei quadrati se i modi sono abbastanza lontani tra loro, altrimenti si usa la combinazione quadratica completa.

A questo punto occorre utilizzare i risultati dell'analisi modale, sia le azioni interne che gli spostamenti.

Tutti i parametri (azioni interne e spostamenti) calcolati modo per modo, andranno moltiplicati per $1/q$, se si sta usando l'EC8/NTC2008, se invece si opera con l'ASCE 7-10 per I_e/R , il che è praticamente la stessa cosa, tenendo conto che con le nostre norme il fattore d'importanza non è applicato direttamente. Per calcolare poi i "veri" spostamenti, cioè quelli in campo plastico, l'EC8 prescrive di moltiplicare i risultati ottenuti per q , cioè praticamente di usare i valori dell'analisi lineare con spettro non ridotto, se $T_1 \geq T_c$. Altrimenti si moltiplicano i risultati per:

$$1 + (q-1) \frac{T_c}{T_1} \quad (4.18)$$

Le ASCE 7-10 invece prescrivono di moltiplicarli per C_d/R , che è un rapporto inferiore ad uno, quindi usando valori un po' inferiori a quelli elastici.

Ma c'è una differenza tra le due normative nel modo di trattare i risultati dell'analisi modale. Le ASCE 7-10 infatti impongono di fare comunque una analisi con le forze laterali, e con tale procedura di calcolare il taglio alla base V in entrambe le direzioni, con la formula (4.4) ed usando il periodo principale T calcolato. Se però T risultasse maggiore di $C_U T_a$ allora occorrerebbe adottare $C_U T_a$ come periodo fondamentale per questo calcolo (cioè vale la (4.13)). A questo punto se il taglio alla base V_t calcolato con la sovrapposizione dei modi risulta inferiore all'85% del taglio V calcolato con le forze laterali, occorre scalare le azioni interne (ma non gli spostamenti che servono per calcolare il *drift* d'interpiano) calcolate con l'analisi modale moltiplicandole per il fattore:

$$0,85 \frac{V}{V_t}$$

Quindi se indichiamo il taglio V_t come:

$$V_t = k \cdot V \quad (4.19)$$

quando $k < 0,85$ il taglio V_t viene sostituito da V_t' così calcolato:

$$V_t' = \left(0,85 \frac{V}{V_t}\right) V_t = \left(0,85 \frac{V}{k \cdot V}\right) V_t = \frac{0,85}{k} V_t \quad (4.20)$$

Cioè il taglio alla base viene riportato al valore $0,85V$ (vedi ASCE 7-10, §12.9.4.1). In tabella 4.4 alcuni esempi del fattore di scala: se ad esempio il taglio V_t è il 65% del taglio V derivante dal calcolo con forze laterali, i risultati delle azioni interne vanno amplificati per 1,31.

Tabella 4.4. Valori del taglio alla base da calcolo modale scalato

Taglio alla base da calcolo modale originale	Taglio alla base da calcolo modale scalato
$V_t = 0,85 \cdot V$	$V_t' = 1,00 \cdot V_t$
$V_t = 0,75 \cdot V$	$V_t' = 1,13 \cdot V_t$
$V_t = 0,65 \cdot V$	$V_t' = 1,31 \cdot V_t$
$V_t = 0,55 \cdot V$	$V_t' = 1,55 \cdot V_t$
$V_t = 0,45 \cdot V$	$V_t' = 1,89 \cdot V_t$

Anche per quanto riguarda il *drift*, cioè una differenza di spostamenti, è previsto una correzione dei valori trovati. Se:

$$V_t < 0,85 C_s W \quad (4.21)$$

Dove C_s è calcolato con la (4.9), allora i *drift* devono essere moltiplicati per:

$$0,85 \frac{C_s W}{V_t} \quad (4.22)$$

Come dire che i *drift* devono essere calcolati con un taglio alla base che non può essere inferiore al valore di $0,85C_s W$.

4.2. Le irregolarità geometriche e strutturali

I telai nella realtà non sono perfettamente regolari come quelli degli schizzi del capitolo 3. Essi presentano irregolarità, sia geometriche che di rigidezze che di masse, sia in pianta che lungo l'altezza. Di esse le normative tengono conto sostanzialmente penalizzando in vario modo le capacità dissipative delle strutture.

Vediamo per cominciare le prescrizioni dell'Eurocodice 8.

L'eventuale irregolarità di una struttura influenza:

- la scelta del metodo di analisi, che può essere analisi semplificata con forze laterali per le strutture regolari o poco irregolari, o l'analisi modale con spettro di risposta in tutti i casi;
- la scelta tra un modello piano o tridimensionale;
- il valore del fattore di struttura q .

Le indicazioni puntuali a riguardo date dall'EC8 sono riportate in tabella 4.5.

Tabella 4.5. Effetti della regolarità sull'analisi e progettazione sismica (da prospetto 4.1 di EC8)

Regolarità		Semplificazione		Fattore di struttura
Pianta	Elevazione	Modello	Analisi elastico-lineare	
Si	Si	Piano	Forze laterali	Valore di riferimento
Si	No	Piano	Analisi modale	Valore diminuito
No	Si	Tridimensionale	Forze laterali	Valore di riferimento
No	No	Tridimensionale	Analisi modale	Valore diminuito

Una struttura è *regolare in pianta* se:

- è compatta e approssimativamente simmetrica in pianta rispetto a due assi ortogonali sia per la distribuzione delle masse che per quella delle rigidezze laterali;
- il rapporto tra i lati non supera 4;
- le rientranze o sporgenze non superano il 25% della dimensione globale nella direzione considerata;
- i piani possono essere considerati infinitamente rigidi.

Una struttura è *regolare in altezza* se:

- i sistemi resistenti verticali si estendono per tutta l'altezza della struttura;
- le variazioni della massa da un piano all'altro non superano il 25%;
- la rigidezza tra un piano e quello ad esso superiore non si riduce di più del 30% e non aumenta di più del 10%;

- eventuali diminuzioni di sezione con l'altezza sono graduali: il restringimento di un piano non deve essere superiore al 30% rispetto al piano di base e non superiore al 20% rispetto al piano inferiore.

Se una struttura *non è regolare in altezza*, il fattore di struttura q trovato al capitolo 3 deve essere ridotto del 20%.

Se una struttura *non è regolare in pianta* il rapporto α_u/α_1 deve essere sostituito da:

$$\frac{1 + \alpha_u/\alpha_1}{2} \quad (4.23)$$

Anche le ASCE 7-10 classificano le strutture in regolari ed irregolari e considerano le irregolarità orizzontali e verticali (§12.3.2).

Le possibili irregolarità orizzontali e verticali sono definite nelle tabelle 4.6a – 4.6b, compresi i limiti di utilizzo per le varie categorie sismiche e le prescrizioni aggiuntive (necessità o meno di modelli 3D, possibilità o meno di usare il metodo delle forze laterali).

Tabella 4.6a – Irregolarità strutturali orizzontali secondo ASCE 7-10 (da Table 12.3-1)

	Descrizione	Categoria sismica e relative prescrizioni				
		B	C	D	E	F
1a 3D	Irregolarità torsionali: l'irregolarità torsionale è definita esistere quando il massimo <i>drift</i> di piano, calcolato includendo la torsione accidentale con $A_x = 1,0$, ad un'estremità della struttura trasversalmente ad un asse, è più di 1,2 volte la media dei <i>drift</i> alle due estremità della struttura. Le prescrizioni per l'irregolarità torsionale si applicano solo a strutture in cui i diaframmi di piano sono rigidi o semirigidi (figura 4.1). ⁽²⁾		M_{ta} amplif. da A_x ⁽²⁾	M_{ta} amplif. da A_x ; +25% forze per connessioni diaframmi e elementi distributori ⁽¹⁾ Solo analisi modale (no forze laterali)		
1b 3D	Irregolarità torsionali estreme: l'irregolarità torsionale estrema è definita esistere quando il massimo <i>drift</i> di piano, calcolato includendo la torsione accidentale con $A_x = 1,0$, ad un'estremità della struttura trasversalmente ad un asse, è più di 1,4 volte la media dei <i>drift</i> alle due estremità della struttura. Le prescrizioni per l'irregolarità torsionale estrema si applicano solo a strutture in cui i diaframmi di piano sono rigidi o semirigidi (figura 4.1). ⁽²⁾		M_{ta} amplif. da A_x ⁽²⁾	M_{ta} amplif. da A_x ; +25% forze per connessioni diaframmi e elementi distributori se > 2 piani (1) Solo analisi modale (no forze laterali)	Vieta-ta	Vieta-ta
2	Irregolarità di angolo rientrante: l'irregolarità di angolo rientrante è definita esistere quando entrambi gli aggetti in pianta della struttura al di là di un angolo rientrante sono più grandi del 15% della dimensione in pianta della struttura nella			+25% forze per connessioni diaframmi e elementi distributori ⁽¹⁾		

	Descrizione	Categoria sismica e relative prescrizioni				
		B	C	D	E	F
	direzione data (figura 4.2).					
3	Irregolarità per discontinuità dei diaframmi di piano: l'irregolarità per discontinuità dei diaframmi di piano è definita esistere dove c'è un diaframma di piano con una brusca discontinuità o variazione della rigidezza, compreso l'esistenza di una zona aperta o mancante maggiore del 50% dell'area lorda del diaframma, o un cambio di rigidezza effettiva di più del 50% da un piano al successivo.			+25% forze per connessioni diaframmi e elementi distributori ⁽¹⁾		
4 3D	Irregolarità per disassamento fuori dal piano: l'irregolarità per disassamento fuori dal piano è definita esistere quando c'è una discontinuità nel percorso forza-resistenza di una struttura di controvento, quale un disassamento fuori dal piano di almeno un elemento resistente verticale (figura 4.3a).			+25% forze per connessioni diaframmi e elementi distributori ⁽¹⁾		
5 3D	Irregolarità di sistema non parallelo: l'irregolarità di sistema non parallelo è definita esistere se elementi verticali laterali di controvento non sono paralleli agli assi principali del sistema di controvento verticale (figura 4.3b).					
⁽¹⁾ Per la definizione degli elementi distributori, vedi capitolo 3, figura 3.13 ⁽²⁾ Per la definizione di A_x vedi eq. (4.25)						

Irregolarità torsionali:	$d_{\max} = d_2 > 1,2 \frac{d_1 + d_2}{2}$
Irregolarità torsionali estreme:	$d_{\max} = d_2 > 1,4 \frac{d_1 + d_2}{2}$

Figura 4.1. Irregolarità torsionali

Irregolare:	$r_1/h_1 > 0,15$
Regolare:	$r_2/h_2 < 0,15$

Figura 4.2. Irregolarità di angolo rientrante

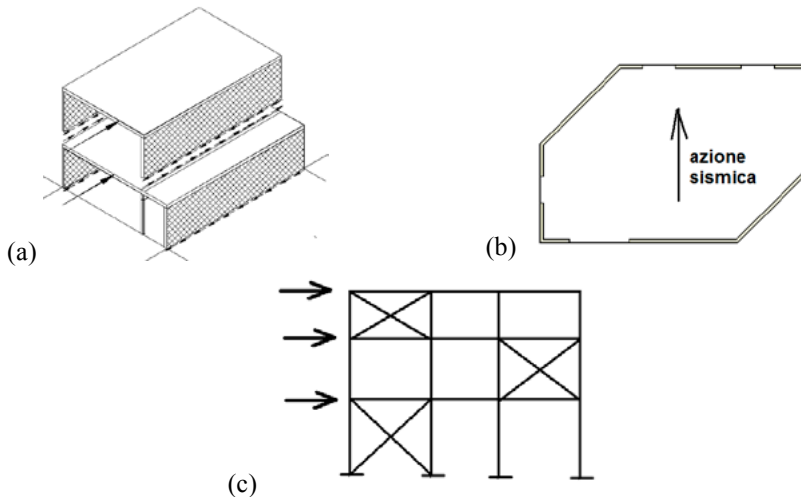


Figura 4.3. (a) Irregolarità per disassamento fuori dal piano;
 (b) irregolarità di sistema non parallelo; (c) irregolarità per discontinuità
 nel piano di un elemento verticale resistente alle azioni orizzontali

Tabella 4.6b. Irregolarità strutturali verticali secondo ASCE 7-10 (da table 12.3-2)

Tipo	Descrizione	Categoria sismica e relative prescrizioni				
		B	C	D	E	F
1a	Irregolarità di piano debole: l'irregolarità di piano debole è definita esistere quando c'è un piano nel quale la rigidezza laterale è meno del 70% di quella del piano superiore o meno dell'80% della media delle rigidezze dei 3 piani superiori. (*)	Non si considera se < 3 piani		Non si considera se < 3 piani. Solo analisi modale (no forze laterali)	Non si considera se monopiano. Solo analisi modale (no forze laterali)	

Tipo	Descrizione	Categoria sismica e relative prescrizioni				
		B	C	D	E	F
1b	Irregolarità estrema di piano debole: l'irregolarità estrema di piano debole è definita esistere quando c'è un piano nel quale la rigidità laterale è meno del 60% di quella del piano superiore o meno dell'70% della media delle rigidità dei 3 piani superiori. (*)	Non si considera se < 3 piani Solo analisi modale (no forze laterali)			Vie-tata	Vie-tata
2	Irregolarità di peso (massa): l'irregolarità di peso (massa) è definita esistere quando la massa effettiva di ciascun piano è più del 150% della massa effettiva di un piano adiacente. In questo calcolo non deve essere preso in considerazione un piano di copertura più leggero del piano sottostante.	Non si considera se < 3 piani Solo analisi modale (no forze laterali)			Non si considera se monopiano. Solo analisi modale (no forze laterali)	
3	Irregolarità geometrica verticale: l'irregolarità geometrica verticale è definita esistere quando la dimensione orizzontale del sistema resistente alle forze orizzontali è più del 130% di quella di un piano adiacente.			Solo analisi modale (no forze laterali)		
4	Irregolarità per discontinuità nel piano di un elemento verticale resistente alle azioni orizzontali: tale discontinuità è definita esistente quando c'è un dislocamento su più campate di una struttura verticale resistente alle forze orizzontali, dando così luogo ad azioni supplementari su travi, colonne, o solette (figura 4.3c).			+25% forze per connessioni diaframmi ed elementi distributori		
5a	Irregolarità di piano debole per discontinuità nella resistenza laterale: Tale discontinuità è definita esistente se la resistenza laterale di un piano è minore dell'80% di quella del piano superiore. La resistenza laterale di un piano è la resistenza totale alle forze orizzontali di tutti gli elementi resistenti al sisma che si dividono le azioni sismiche nella direzione considerata. (*)				Vie-tata	Vie-tata
5b	Irregolarità estrema di piano debole per discontinuità nella resistenza laterale: Tale discontinuità è definita esistente se la resistenza laterale di un piano è minore del 65% di quella del piano superiore. La resistenza laterale di un piano è la resistenza totale alle forze orizzontali di tutti gli elementi resistenti al sisma che si dividono le azioni sismiche nella direzione considerata. (*)	h < 30 ft. (9 m) max 2 piani		Vietata	Vie-tata	Vie-tata
(*) Le irregolarità 5a e 5b riguardano discontinuità nella <i>resistenza</i> delle strutture sismoresistenti di un piano, mentre la 1a e 1b riguardano discontinuità nella loro <i>rigidezza</i> .						

4.3. L'eccentricità accidentale

Strutture non simmetriche in pianta, dove cioè il centro di massa non coincide col centro delle rigidezze, sono assoggettate a momenti torcenti dei quali va tenuto conto nel modellare la struttura.

Ma anche se la struttura avesse centro di massa e centro di rigidezza perfettamente coincidenti, sia l'EC8 che le ASCE 7-10 impongono di considerare una *eccentricità accidentale* ottenuta spostando fittiziamente il centro di massa rispetto al centro di rigidezza di una quantità pari al 5% della dimensione in pianta perpendicolare alla retta di applicazione delle forze. Si genera così un *momento torcente accidentale* M_{ta} pari a:

$$M_{ta} = \pm F_i \cdot 0,05L \quad (4.24)$$

Dove L è la dimensione in pianta considerata e F_i è la risultante delle azioni sismiche applicate al piano i . Avendo due dimensioni in pianta e una eccentricità col segno più o col segno meno, la (4.24) genera 4 condizioni di carico aggiuntive.

Le ASCE 7-10, differenziandosi dall'EC8, per le strutture in classe sismica C, D, E ed F e con irregolarità torsionali 1a e 1b della tabella 4.6 (irregolarità orizzontali), impongono poi di amplificare tale momento torcente accidentale moltiplicandolo per un fattore di amplificazione torsionale A_x pari a:

$$A_x = \left(\frac{\delta_{\max}}{1,2\delta_{\text{med}}} \right)^2 \quad (4.25)$$

dove δ_{\max} è il massimo spostamento laterale al piano x , calcolato assumendo $A_x = 1$, δ_{med} è la media tra gli spostamenti ai punti di estremità della struttura A e B, sempre al piano x e sempre calcolati con $A_x = 1$.

Le forze F_i sono quelle trovate col metodo di analisi con forze laterali, *anche nel caso si stia usando l'analisi modale con spettro di risposta*. Si generano quindi 4 condizioni di carico statiche aggiuntive da involuppare con gli effetti dell'analisi modale o con forze laterali.

Se si usa l'analisi modale e si fa un modello 3D, si può tenere conto nel modello delle 4 posizioni eccentriche che il centro di massa può assumere rispetto al baricentro.

L'EC8 propone poi, se si impiega il metodo delle forze laterali, di usare, per applicare l'eccentricità accidentale, un metodo semplificato.

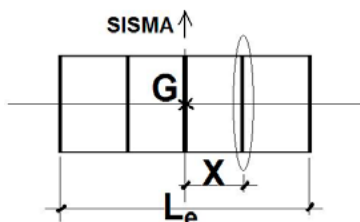


Figura 4.4. Eccentricità accidentale con il metodo delle forze laterali secondo EC8

Con riferimento alla figura 4.4, dove G è il baricentro calcolato delle masse, L_e è la distanza in direzione ortogonale al sisma tra i 2 elementi resistenti più lontani, e X è la di-

stanza dal baricentro G del telaio che consideriamo, si amplificano le sollecitazioni dell'elemento resistente moltiplicandole per:

$$\delta = 1 + 0,6 \frac{X}{L_e} \quad (4.26)$$

Quindi, per l'elemento più lontano dal baricentro, il fattore di amplificazione δ vale:

$$\delta_{\max} = 1 + \frac{0,6 \cdot (L_e/2)}{L_e} = 1,3 \quad (4.27)$$

Si amplificano quindi gli sforzi sino ad un massimo del 30%.

Ma se si usano 2 modelli piani per l'analisi sismica col metodo delle forze laterali, allora l'EC8 impone di raddoppiare l'eccentricità accidentale (cioè il 10% di L e non il 5%) e di portare a 1,2 il coefficiente 0,6 della (4.26).

4.4. Lo spostamento d'interpiano e gli effetti del second'ordine

È intuitivo che gli spostamenti laterali di una struttura soggetta ad un sisma al quale reagisce dissipando energia in campo plastico debbano essere notevoli, sicuramente maggiori di quelli che la stessa struttura subisce in campo elastico, poniamo, per effetto delle azioni del vento. Gli effetti del second'ordine perciò, cioè la generazione di momenti flettenti nelle colonne dovuti al disallineamento dei due estremi in seguito agli spostamenti relativi (*drift*) tra di essi, non saranno spesso trascurabili.

Ma il calcolo del *drift* non serve solo per valutare gli effetti del second'ordine, ma anche per valutare la compatibilità della deformazione della struttura con elementi non strutturali quali tramezzi e pannelli di facciata, in uno scenario di stati limite di servizio.

Vediamo adesso come le normative, NTC2008 Eurocodice ed ASCE, trattano il duplice argomento.

Cominciamo con le NTC2008.

Il *drift* d'interpiano d'_r , noti i due spostamenti in sommità, d_2 , ed in basso, d_1 , calcolati con lo *spettro di progetto per lo stato limite di esercizio*, quindi con $q = 1$, con lo scopo di verificare la *compatibilità con pannellature e tramezzi*, sarà:

$$d'_r = d_2 - d_1 \quad (4.28)$$

Il *drift* d'interpiano d_r , noti i due spostamenti in sommità, d_2 , ed in basso, d_1 , calcolati con lo *spettro di progetto relativo allo stato limite ultimo*, quindi diviso per q , sarà:

a) Se $T_1 \geq T_c$:

$$d_r = (d_2 - d_1) \cdot q \quad (4.29a)$$

b) se $T_1 < T_c$:

$$d_r = (d_2 - d_1) \cdot \left[1 + (q - 1) \frac{T_c}{T_1} \right] \quad (4.29b)$$

Quindi in questo secondo caso d_r è lo spostamento relativo di piano calcolato prendendo il corrispondente spettro elastico e non quello plastico, perché gli spostamenti veri sono quelli dati dallo spettro elastico: quindi moltiplicando per q lo spostamento ottenuto con lo spettro ridotto del fattore q se $T_1 \geq T_c$, (eq. (4.29b)), altrimenti con la (4.29b) che incorpora la (4.18).

Quanto detto vale per le NTC2008, dove si definiscono due distinti spettri di risposta per lo stato limite di esercizio e per lo stato limite ultimo. Con l'EC8 invece si definisce solo lo spettro per lo stato limite ultimo. Quindi, se si applica l'EC8, si può calcolare solo il valore d_r , tramite la (4.29a) o la (4.29b), relativo allo stato limite ultimo. Per la verifica di compatibilità del *drift* con pannellature e tramezzi allora, l'EC8 prescrive di ridurre gli spostamenti elastici trovati moltiplicandoli per un coefficiente ν che tiene conto di dover effettuare la verifica per un sisma più frequente e quindi meno intenso. Tale coefficiente vale 0,4 per la classi di importanza III e IV e 0,5 per le classi d'importanza I e II (vedi tabella 2.1). Ma, ricordiamolo, quest'uso dell'EC8 non è ammesso nel nostro Paese, perché gli annessi nazionali modificano l'EC8 imponendo di usare la filosofia dei due spettri.

Circa i valori accettabili del *drift* per tener conto della compatibilità coi pannelli, diremo in seguito.

Per tener conto degli effetti del second'ordine, secondo l'Eurocodice 8 e secondo le NTC2008 (figura 4.5), occorre calcolare il parametro θ :

$$\theta = \frac{P \cdot d_r}{V \cdot h} \quad (4.30)$$

Dove P è la somma di tutti i carichi verticali agenti sul piano considerato, V è la somma dei tagli generati dal sisma alla base delle colonne del piano, quindi la somma di tutte le forze sismiche dalla sommità dell'edificio sino al piano considerato, h è l'altezza dell'interpiano e d_r è lo spostamento relativo di piano (*drift*) prima calcolato con le (4.29a) o (4.29b).

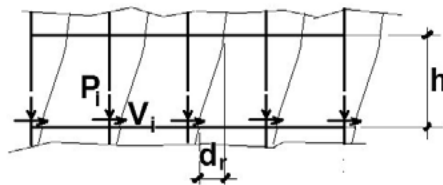


Figura 4.5. Effetti del 2° ordine

In base al valore del parametro θ ci si comporterà come segue:

Se $\theta \leq 0,1$

Gli effetti del second'ordine si possono trascurare;

Se $0,1 < \theta \leq 0,2$

Si moltiplicano gli sforzi per $\frac{1}{1-\theta_i}$ quindi per un fattore che varia da 1,11 a 1,25;

- Se $0,2 < \theta \leq 0,3$ La norma non dice nulla (bisognerà fare una analisi non lineare);
- Se $\theta > 0,3$ Occorre modificare la struttura.

Le ASCE 7-10 dicono, a proposito di *drift* ed effetti del second'ordine, cose molto simili a quelle dell'EC8 ma con qualche differenza che adesso metteremo in evidenza.

La prima differenza è la seguente. Se si sta usando l'analisi modale (o anche l'analisi lineare o non lineare con *time history*):

- i *drift* da confrontare con i valori massimi ammessi che tengono conto della compatibilità con tramezzi e pannellature, si ricaveranno dagli spostamenti dell'analisi scelta;
- i *drift* da usare per la valutazione degli effetti del second'ordine si ricaveranno dagli spostamenti calcolati da una analisi con forze laterali.

Se δ_{xe} è lo spostamento elastico al piano x ricavato con l'analisi con forze laterali o con l'analisi modale o con le *time history* (quindi con uno spettro diviso per R e moltiplicato per I_e), lo spostamento al piano x , δ_x , per calcolare il *drift* sarà:

$$\delta_x = \frac{C_d}{I_e} \delta_{xe} \quad (4.31)$$

E qui c' è un'altra differenza: mentre l'EC8/NTC2008 valuta gli spostamenti plastici da usare come quelli che verrebbero fuori da una analisi con lo spettro elastico, e quindi moltiplica per q i risultati dell'analisi (eseguita, ricordiamolo, con uno spettro diviso per q), le ASCE moltiplicano per il *deflection amplification factor* C_d gli spostamenti ottenuti da uno spettro diviso per il *response modification coefficient* R , che risulta sempre maggiore di C_d . La (4.31) poi depura dagli effetti del coefficiente d'importanza I_e che quindi non influenza il calcolo del *drift*.

Quindi il *drift* Δ , da usare per verificare la compatibilità con le pannellature, dati gli spostamenti al piano superiore δ_{e2} e al piano inferiore δ_{e1} , così come vengono fuori dall'analisi, sarà:

$$\Delta = (\delta_{e2} - \delta_{e1}) \cdot \frac{C_d}{I_e} \quad (4.32)$$

Anche le ASCE 7-10 calcolano poi il fattore θ con la formula:

$$\theta = \frac{P_x \Delta}{V_x h_{sx}} \cdot \frac{I_e}{C_d} \quad (4.33)$$

Dove P_x è la somma di tutti i carichi verticali agenti sul piano considerato, V_x è la somma dei tagli generati dal sisma alla base delle colonne di un piano, quindi la somma di tutte le forze sismiche dalla sommità dell'edificio sino al piano considerato, h_{sx} è l'altezza dell'interpiano e Δ è lo spostamento relativo (*drift*) di piano calcolato, ripetiamolo, comunque con il metodo delle forze laterali. Il periodo T da usare in questa analisi con forze laterali per il calcolo del *drift* non deve rispettare la limitazione (4.13), cioè non occorre che sia minore di $C_U T_a$; e lo spettro così calcolato non deve rispettare la limitazione (4.8).

Quindi la (4.33) è identica alla (4.30) a meno del rapporto I_e/C_d . La norma americana cioè usa gli spostamenti trovati con lo spettro ridotto per il fattore R ma non amplificati per C_d , come invece fa per verificare la compatibilità con le pannellature.

Le ASCE 7-10 pongono come valore massimo di θ il seguente valore:

$$\theta_{\max} = \frac{0,5}{\beta C_d} \leq 0,25 \quad (4.34)$$

Dove β è il rapporto tra il taglio di progetto e la resistenza a taglio dell'intero piano, e può essere cautelativamente posto uguale a 1.

Quindi rispetto all'EC8 si troveranno valori minori di θ perché il suo calcolo usa spostamenti non amplificati per C_d , ma in compenso il valore massimo di θ , il superamento del quale comporta di modificare la struttura, è ridotto da C_d : ad esempio, per gli *Intermediate Moment Frames* dove C_d vale 4, θ_{\max} sarà: $0,5 / 4 = 0,125$.

Se si amplificasse per C_d il θ così come fa, almeno concettualmente, l'EC8 (che amplifica per q), allora il secondo membro della (4.34) andrebbe anche lui moltiplicato per C_d ed il limite massimo a θ sarebbe 0,25 che è un valore analogo ai limiti dell'Eurocodice (0,20 come limite per usare il metodo forfaitario di amplificare gli sforzi, 0,30 il limite massimo al di sopra del quale occorre modificare la struttura).

A questo punto le prescrizioni sul parametro θ saranno:

Se $\theta \leq 0,1$ Gli effetti del secondo ordine si possono trascurare;

Se $0,1 < \theta \leq \theta_{\max}$ Si moltiplicano gli sforzi per $\frac{1}{1-\theta}$;

Se $\theta > \theta_{\max}$ occorre modificare la struttura.

4.5. Gli stati limite, le combinazioni di carico e le verifiche

A questo punto abbiamo accennato un po' a tutti gli argomenti che servono per poter impostare un calcolo sismico di una struttura. Abbiamo usato una trattazione a volte più progressiva che sistematica perché ci sembrava che facilitasse il lettore.

In questo paragrafo proviamo a sintetizzare a grandi linee la "ricetta" della progettazione sismica, riprendendo le cose già dette e completando qua e là dove necessario.

a) Determinazione dello spettro elastico di risposta (capitolo 2).

Ci occorreranno, con qualsiasi normativa:

- la posizione ove l'edificio sorgerà;
- la stratigrafia del terreno;
- le condizioni topografiche.

Con le NTC2008 occorrerà poi determinare:

- il periodo di riferimento (in funzione della vita nominale e della classe d'uso della struttura).

Si otterranno:

- sino a 4 spettri associati a 4 stati limite diversi (2 di esercizio e 2 ultimi).

Con le ASCE 7-10 invece:

- la categoria di rischio;
- il fattore d'importanza sismica;
- la categoria sismica di progetto.

Si otterrà:

- uno spettro elastico unico per stati limite di esercizio o ultimi.

Con l'EC8 si otterrebbe un solo spettro valido per stati limite di esercizio e stato limite ultimo, esattamente come con le ASCE7-10. Ma, come abbiamo già detto, in Italia non è lecito applicare questa modalità progettuale (che rimane valida se si progettasse per un Paese diverso dal nostro).

b) Scelta della tipologia strutturale sismoresistente (capitolo 3).

Una volta determinata, dobbiamo ricavare, con l'EC8/NTC2008:

- il fattore di struttura q .

E con le ASCE 7-10:

- il *Response Modification Coefficient*, R ;
- l'*Overstrength Factor*, Ω_0 ;
- il *Deflection Amplification Factor*, C_d .

c) Valutazione delle irregolarità geometriche e strutturali.

Si valutano con i criteri del §4.2.

In base alle eventuali irregolarità si definiscono (per entrambe le normative):

- i metodi di analisi che possono essere impiegati (solo analisi modale o analisi modale e metodo delle forze laterali);
- la scelta tra modello 2D e modello 3D.

Per l'EC8 si definisce poi:

- l'eventuale riduzione del fattore di struttura q .

Per le ASCE 7-10 si definiscono:

- ulteriori accorgimenti da usare nel calcolo (tabelle 4.6a e 4.6b).

d) Valutazione dell'eccentricità accidentale (§4.3)

e) Scelta del metodo di analisi (§4.1).

Per l'EC8 si può scegliere tra analisi con forze laterali e analisi con lo spettro di risposta (oltre ad analisi dinamica lineare con *time history* ed analisi statica di *pushover*).

Per le ASCE 7-10 si sceglie tra analisi con forze laterali e analisi con lo spettro di risposta (oltre a analisi dinamica lineare e non lineare con *time history*) ma in ogni caso l'analisi con forze laterali va fatta per:

- a) calcolo effetti second'ordine;
- b) *scaling* dei risultati dell'analisi modale.

Se si usa l'analisi modale, si combinano i risultati relativi ai vari modi (radice quadrata della somma dei quadrati o combinazione quadratica completa).

Si scalano i risultati per tener conto che lo spettro è stato ridotto per tener conto della capacità dissipativa della struttura (fattori R e q).

f) Valutazione degli effetti del second'ordine (§4.4)

Se necessario si amplificano i risultati per tenerne conto.

g) Applicazione delle combinazioni di carico

Seguendo le NTC2008 e l'EC8 bisogna usare la seguente combinazione per le verifiche delle strutture soggette a sisma:

$$1,0 \cdot G_1 + 1,0 \cdot G_2 + 1,0 \cdot \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_j + 1,0 \cdot E \quad (4.35)$$

Dove:

G_1 Pesì propri strutturali e spinta dell'acqua;

G_2 Pesì propri non strutturali e cedimenti differenziali;

Q_j Carichi variabili (neve, sovraccarichi su impalcati, azioni dei carroponti, ecc.);

E Azioni sismiche;

ψ_{ij} Coefficienti di combinazione (vedi tabella 4.7).

Tabella 4.7. Coefficienti di combinazione ψ_i (tabella 2.5.I delle NTC2008)

Categoria / Azione variabile	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Categoria A – Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B – Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C – Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D – Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Cat. E – Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H – Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Se invece si seguono le ASCE 7-10, le combinazioni sono le seguenti:

1) Combinazioni sismiche di base:

a) Per le verifiche LFRD:

$$(1,2 + 0,2S_{DS})D + \rho Q_E + L + 0,2S$$

$$(0,9 - 0,2S_{DS})D + \rho Q_E + 1,6H$$

(4.36)

b) per le verifiche ASD:

$$(1,0 + 0,14S_{DS})D + H + F + 0,7\rho Q_E$$

$$(1,0 + 0,10S_{DS})D + H + F + 0,525\rho Q_E + 0,75L + 0,75(L_r \text{ oppure } S \text{ oppure } R)$$

$$(0,6 - 0,14S_{DS})D + 0,7\rho Q_E + H$$

Queste combinazioni sono le (3.17) del capitolo 3, qui riportate ancora per chiarezza.

2) Combinazioni sismiche che includono l'*overstrength factor*:

a) Per le verifiche LFRD:

$$(1,2 + 0,2S_{DS})D + \Omega_0 Q_E + L + 0,2S$$

$$(0,9 - 0,2S_{DS})D + \Omega_0 Q_E + 1,6H$$

b) per le verifiche ASD:

$$(1,0 + 0,14S_{DS})D + H + F + 0,7 \Omega_0 Q_E$$

$$(1,0 + 0,105S_{DS})D + H + F + 0,525 \Omega_0 Q_E + 0,75L + 0,75(L_r \text{ oppure } S \text{ oppure } R)$$

$$(0,6 - 0,14S_{DS})D + 0,7 \Omega_0 Q_E + H$$

(4.37)

Queste combinazioni sono le (3.18) del capitolo 3, qui riportate ancora per chiarezza.

h) Verifica degli spostamenti d'interpiano (*drift*)

Per le NTC2008 le verifiche del massimo *drift* ammissibile vanno fatte, per gli edifici in classe I e II, per lo stato limite di danno SLO (Tabella 4.8). Per gli edifici in classe l'uso III e IV la verifica va fatta per lo stato limite di operatività SLO, con valori ammissibili pari ai 2/3 dei precedenti. Per tali classi di edifici la nostra normativa richiede anche una verifica delle strutture per lo SLD, volta a minimizzare i danni strutturali in caso di sisma modesto. Tale verifica va condotta in campo elastico, senza gerarchia delle resistenze, ammettendo però un $q = 1,5$. Per le località in zona 4 invece nessuna verifica agli stati limite di esercizio è richiesta.

Tabella 4.8. Verifiche agli stati limite di esercizio secondo NTC2008

Tipo di edificio	Stato Limite di Operatività SLO	Stato Limite di Danno SLD
Classe d'uso I - II	Nessuna verifica	<i>drift</i> $d_r \leq 0,005h$ (tamponamenti rigidi) $d_r \leq 0,010h$ (tamponamenti flessibili)
Classe d'uso III - IV	<i>drift</i> $d_r \leq (2/3) \cdot 0,005h$ (tamponamenti rigidi) $d_r \leq (2/3) \cdot 0,010h$ (tamponamenti flessibili)	DANNI STRUTTURALI MINIMI $G_1 + G_2 + E + \sum_i \psi_{2i} Q_{ki} \leq R_d$ Azioni sismiche E da spettro SLD con $q = 1,5$
Zona 4 (Classe d'uso I-II-III-IV)	Nessuna verifica	

Per le ASCE 7-10, i drift calcolati con la (4.32) vanno confrontati con i valori limite riportati in tabella 4.9.

Tabella 4.9. Valori limite del *drift* secondo ASCE 7-10 (da Table 12.12-1)

Tipologia	Categoria di rischio		
	I e II	III	IV
Telai a momento in cat. sismiche D, E ed F	$0,020/\rho \cdot h$	$0,015/\rho \cdot h$	$0,010/\rho \cdot h$
Tutte le altre strutture qualsiasi cat. sismica	$0,020 \cdot h$	$0,015 \cdot h$	$0,010 \cdot h$

i) Verifica degli elementi strutturali dissipativi

Si tratta, come ormai sappiamo, delle travi nei telai a momento, dei diagonali di controvento nei telai con controventi concentrici, dei *link* nei telai con controventi eccentrici, etc.

Con le NTC2008 si verifica per lo spettro associato all'SLV, mentre chiaramente con l'ASCE per l'unico spettro calcolato.

Dell'argomento si è parlato più estesamente nel capitolo 3. Qui per richiamare il concetto diciamo che:

- con le NTC/EC8 si verifica con gli sforzi sismici che derivano dal calcolo, con l'unica combinazione di carico (4.35);
- con l'ASCE 7-10 si verifica con gli sforzi sismici che derivano dal calcolo, usando le combinazioni sismiche (4.36).

Circa la combinazione degli sforzi sismici derivanti dalle 2 componenti orizzontali e da quella verticale, valgono le seguenti regole:

- 1) L'EC8 ammette di poter analizzare la struttura usando le 3 componenti separatamente e combinando poi i risultati in due possibili modi:
 - a) con la regola della radice quadrata della somma dei quadrati delle generiche azioni agenti nelle due direzioni in pianta, y e z , ed in quella verticale x :

$$E = \sqrt{E_y^2 + E_z^2 + E_x^2} \quad (4.38)$$

- b) con una combinazione lineare delle 3 componenti:

$$E = 0,30E_y + E_z + E_x \quad (4.39)$$

Dove il fattore 0,30 deve essere posto anche davanti alle altre 2 componenti, a rotazione, ed il segno “+” va interpretato come “combinato con”, quindi con tutti i segni possibili.

L'EC8 autorizza però a trascurare l'azione verticale del sisma se l'accelerazione verticale di progetto non supera il valore di 0,25 g, e di considerarla solo per i seguenti casi: a) membrature con luce di almeno 20 m, b) sbalzi di almeno 5 m, c) travi che sostengono colonne in falso, d) strutture isolate alla base.

- 2) Le NTC2008 semplificano e invitano a verificare con la sola (4.39).
- 3) Le ASCE 7-10 indicano anch'esse di calcolare gli sforzi per due sismi orizzontali indipendenti agenti secondo due direzioni ortogonali.

Per strutture in classe sismica B, si fanno verifiche indipendenti nelle due direzioni.

Per strutture in classe sismica C si fanno verifiche indipendenti nelle due direzioni tranne nel caso di irregolarità orizzontale di tipo 5, cioè sistemi di controventamento verticali non paralleli alle due direzioni principali. In tal caso gli effetti dei due sismi orizzontali si combinano con il criterio della (4.39), cioè 100% di un sisma e 30% dell'altro e viceversa.

Per strutture in classe sismica D, E ed F vale ciò detto per la C, e la regola si estende anche agli elementi appartenenti a due sistemi di controventamento che agiscono nelle due direzioni.

Gli effetti del sisma verticale sono tenuti in conto direttamente nelle combinazioni di carico (4.36) e (4.37).

l) Verifica degli elementi strutturali sovraresistenti

Tali elementi vanno verificati per azioni interne maggiorate rispetto a quelle della analisi, in modo appunto da averli sovraresistenti.

Le regole puntuali variano da tipologia a tipologia e da normativa a normativa e sono state discusse al capitolo 3.

m) Calcolo delle connessioni

Questo è l'ultimo ed importantissimo passo che verrà discusso al capitolo 5.