

S T R U T T U R E
SOFTWARE PER LA PROGETTAZIONE

CALCOLO DI STRUTTURE IN ACCIAIO

Guida all'Eurocodice 3: EN 1993 -1-1
e alle Norme Tecniche per le Costruzioni
correlate, esempi risolti, schede di calcolo
e validazione.

Completo di software CESCOSTEEL®.

- Illimitati elementi rettilinei e prismatici disgiunti: travi, travi continue, strutture portanti solai.
- Illimitati casi, combinazioni, numero di elementi, analisi sismica statica equivalente.
- Dimensionamento automatico, strutture portanti solai (verifiche SLU e SLE già soddisfatte).
- Verifiche di resistenza (compressione, trazione, flessione, presso flessione, tensoflessione, taglio e sua interazione con le altre componenti di sollecitazione).
- Verifiche di stabilità (compressione, presso flessione, svergolamento, metodi 1 e 2 di normativa).
- Interfaccia personalizzabile, diagrammi azioni interne e sforzi, deformate, mappe a colori, combinazioni, involuppi, tabulati, stampa e anteprima di stampa.

di
PAOLO RUGARLI



CASTALIA per **EPC LIBRI**



INDICE GENERALE



Premessa	13
<hr/>	
PARTE 1	
INTRODUZIONE ALLA NORMA E ALLE VERIFICHE	15
1.1 Premessa	15
1.2 Cenni alla situazione normativa	21
1.3 Aspetti generali di EN 1993-1-1:2005	22
1.3.1 Notazione	22
1.3.2 Teorie lato resistenza	26
1.3.3 Combinazioni	29
1.3.4 Imperfezioni	32
1.3.5 Calcoli globali: effetto $P-\Delta$	33
1.3.6 Effetto $P-\delta$	36
1.4 Classificazione delle sezioni trasversali	38
1.4.1 Generalità	38
1.4.2 Esempio di classificazione sotto sollecitazioni elementari	43
1.4.3 Esempio di classificazione sotto sollecitazioni miste	45
1.4.3.1 Classificazione massima	46
1.4.3.2 Classificazione selettiva	46

1.4.3.3	Classificazione a reclassi	46
1.4.3.4	Classificazione ad azione assiale	47
1.4.4	Classificazione: considerazioni finali.....	49
1.5	Stati limite di servizio	50
1.6	Stati limite ultimi per resistenza	51
1.6.1	Classi 1 o 2 (dimensionamento plastico).....	51
1.6.1.1	Verifiche di resistenza in classi 1 e 2 sotto sollecitazioni elementari	52
1.6.1.1.1	Trazione	52
1.6.1.1.2	Compressione	53
1.6.1.1.3	Flessione	53
1.6.1.1.4	Taglio	54
1.6.1.2	Verifiche di resistenza in classi 1 e 2 sotto sollecitazioni miste	56
1.6.1.2.1	Premessa	56
1.6.1.2.2	Determinazione dei fattori α_v e w_{Av} per varie sezioni, con taglio uniaassiale	60
1.6.1.2.2.1	Sezione ad I taglio parallelo all'anima	60
1.6.1.2.2.2	Sezioni ad I con taglio parallelo alle ali	63
1.6.1.2.2.3	Sezioni RHS	64
1.6.1.2.2.4	Sezioni circolari cave	64
1.6.1.2.3	Azione assiale e momento flettente (N ed M)	64
1.6.1.2.3.1	Sezioni ad I o ad H	65
1.6.1.2.3.2	Sezioni tubolari di tipo RHS	66
1.6.1.2.3.3	Sezioni tubolari circolari	66
1.6.1.2.4	Azione assiale e taglio (N e V)	67
1.6.1.2.5	Taglio e momento flettente (V ed M)	67
1.6.1.2.6	Azione assiale, taglio e momento flettente (N, V ed M)	67
1.6.1.2.6.1	Sezioni ad I o ad H	69
1.6.1.2.6.2	Sezioni tubolari di tipo RHS	70
1.6.1.2.6.3	Sezioni tubolari circolari	71
1.6.2	Classe 3 (dimensionamento elastico)	71

1.6.3	Classe 4 (sezioni efficaci): introduzione.....	75
1.6.3.1	Cenni introduttivi al problema delle verifiche su sezioni in classe 4	75
1.6.3.2	Calcolo delle caratteristiche efficaci	79
1.6.3.3	Verifiche di resistenza sulle sezioni efficaci	83
1.7	Stati limite ultimi per stabilità	84
1.7.1	Generalità	84
1.7.2	Membrature semplicemente compresse.....	88
1.7.3	Membrature inflesse.....	92
1.7.3.1	Introduzione	92
1.7.3.2	Metodo del momento critico	93
1.7.3.2.1	Calcolo di χ_{LT} : metodo generale	94
1.7.3.2.2	Calcolo di χ_{LT} : metodo per sezioni laminate e saldate equivalenti	95
1.7.3.2.3	Calcolo del momento critico	96
1.7.3.2.4	Metodi per il calcolo di C_1	99
1.7.3.3	Il metodo della piattabanda compressa	101
1.7.4	Membrature presso inflesse.....	104
1.7.4.1	Metodo 1	108
1.7.4.1.1	Classi 3 e 4	108
1.7.4.1.1.1	Forma di base dei coefficienti k_{ij}	108
1.7.4.1.1.2	Calcolo dei coefficienti C_m in assenza di svergolamento	109
1.7.4.1.1.3	Calcolo dei coefficienti C_m in presenza di svergolamento	112
1.7.4.1.2	Classi 1 e 2	115
1.7.4.1.2.1	Correzione alla forma di base dei coefficienti k_{ij} in classe 1 e 2	115
1.7.4.1.2.2	I coefficienti C_{ij}	116
1.7.4.1.2.3	Osservazioni sulle formule del metodo 1 per la classe 1 e 2	117
1.7.4.2	Metodo 2	119
1.7.4.2.1	Coefficienti C_{mY} , C_{mZ} , C_{mLT}	119



1.7.4.2.2	Coefficienti k_{ij} per le classi 3 e 4	123
1.7.4.2.3	Coefficienti k_{ij} per le classi 1 e 2	124
1.7.4.2.4	Notazione semplificata adatta ai calcoli a mano	125
1.7.4.2.4.1	Definizioni	125
1.7.4.2.4.2	Classe 3 in assenza di svergolamento.....	126
1.7.4.2.4.3	Classe 3 con svergolamento	127
1.7.4.2.4.4	Classe 1 e 2 senza svergolamento.....	129
1.7.4.2.4.5	Classi 1 e 2 con svergolamento.....	131
1.8	Norme Tecniche per le Costruzioni ed Eurocodice 3	132

PARTE 2

ESEMPI DI CALCOLO	135
2.1 Esempio 1: flessione senza svergolamento	135
2.1.1 Posizione del problema	135
2.1.1.1 Descrizione del problema strutturale	135
2.1.1.2 Geometria e profili	136
2.1.1.3 Materiale	136
2.1.1.4 Casi di carico	137
2.1.2 Inquadramento del problema.....	138
2.1.3 Verifiche allo stato limite di servizio.....	138
2.1.4 Verifiche allo stato limite ultimo.....	139
2.1.4.1 Combinazioni di verifica	139
2.1.4.1.1 Descrizione delle combinazioni	139
2.1.4.1.2 Azioni interne combinazione 1	140
2.1.4.1.3 Azioni interne combinazione 2	140
2.1.4.1.4 Classificazione del profilo	141
2.1.4.2 Verifiche di resistenza	142
2.1.4.2.1 Combinazione 1	142

2.1.4.2.2	Combinazione 2	143
2.1.4.2.3	Interazione tra momento flettente, taglio e azione assiale	144
2.1.4.2.4	Riepilogo verifiche di resistenza	144
2.1.4.3	Verifiche di stabilità	144
2.1.4.4	Riepilogo verifiche SLU	145
2.1.5	Conclusioni	145
2.2	Esempio 2: flessione con svergolamento	145
2.2.1	Posizione del problema	145
2.2.1.1	Descrizione del problema strutturale	145
2.2.2	Verifiche allo stato limite ultimo	146
2.2.2.1	Verifiche di stabilità	146
2.2.2.1.1	Combinazione 1	146
2.2.2.1.2	Combinazione 2	149
2.2.2.1.3	Riepilogo verifiche di stabilità	150
2.2.2.2	Riepilogo verifiche SLU	150
2.2.3	Conclusioni	150
2.3	Esempio 3: pressoflessione	151
2.3.1	Posizione del problema	151
2.3.1.1	Descrizione del problema strutturale	151
2.3.1.2	Geometria e profili	152
2.3.1.3	Materiale	152
2.3.1.4	Casi di carico	152
2.3.2	Inquadramento del problema	154
2.3.3	Verifiche allo stato limite di servizio	154
2.3.4	Verifiche allo stato limite ultimo	155
2.3.4.1	Combinazioni di verifica	155
2.3.4.1.1	Descrizione delle combinazioni	155
2.3.4.1.2	Azioni interne combinazione 1	156
2.3.4.1.3	Azioni interne combinazione 2	156
2.3.4.2	Classificazione del profilo	156



2.3.4.3	Verifiche di resistenza	157
2.3.4.3.1	Combinazione 1	157
2.3.4.3.2	Combinazione 2	158
2.3.4.3.3	Riepilogo verifiche di resistenza	161
2.3.4.4	Verifiche di stabilità	161
2.3.4.4.1	Combinazione 1	161
2.3.4.4.2	Combinazione 2	163
2.3.4.4.3	Riepilogo verifiche di stabilità	167
2.3.4.5	Riepilogo verifiche SLU	167
2.3.5	Conclusioni	167
2.4	Esempio 4: telaio a L	168
2.4.1	Posizione del problema	168
2.4.1.1	Descrizione del problema strutturale	168
2.4.1.2	Geometria e profili	169
2.4.1.3	Materiale	170
2.4.1.4	Casi di carico	170
2.4.2	Inquadramento del problema.....	171
2.4.3	Verifiche allo stato limite di servizio.....	172
2.4.4	Verifiche allo stato limite ultimo.....	173
2.4.4.1	Combinazioni di verifica	173
2.4.4.1.1	Descrizione delle combinazioni	173
2.4.4.1.2	Azioni interne combinazione 1	174
2.4.4.1.3	Azioni interne combinazione 2	175
2.4.4.2	Classificazione dei profili	176
2.4.4.3	Verifiche di resistenza	178
2.4.4.3.1	Trave	178
2.4.4.3.2	Colonna	181
2.4.4.4	Verifiche di stabilità	186
2.4.4.4.1	Trave	186
2.4.4.4.2	Colonna	186
2.4.4.4.3	Riepilogo verifiche di stabilità	200
2.4.4.4.3.1	Trave	200



2.4.4.4.3.2 Colonna	200
2.4.4.5 Riepilogo verifiche SLU	200
2.4.4.5.1 Trave	200
2.4.4.5.2 Colonna	201
2.4.5 Conclusioni	201
2.5 Esempio 5: verifica delle strutture portanti di un solaio	202
2.5.1 Generazione automatica del solaio	202
2.5.2 Verifica secondo Eurocodice 3 (svergolamento impedito)	206
2.5.2.1 SLE	207
2.5.2.2 SLU	208
2.5.2.2.1 Trave principale (IPE400)	210
2.5.2.2.2 Trave secondaria (IPE 100)	211
2.5.2.2.3 Riepilogo SLU	212
2.5.2.3 Verifiche automatiche	212
2.5.3 Solaio con svergolamento libero	212
2.5.3.1 Verifiche manuali	212
2.5.3.2 Verifiche automatiche	217
2.6 Esempi di applicazione del Metodo 2 con le tabelle di appendice	217
2.6.1 Profilo presso inflesso con momento attorno all'asse forte e svergolamento impedito	217
2.6.2 Profilo presso inflesso con momento secondo l'asse forte e l'asse debole: svergolamento impedito	219

PARTE 3

GUIDA ALL'USO DEL PROGRAMMA	221
-----------------------------------	-----

3.1 Inquadramento	221
--------------------------------	------------

3.2	Installazione	224
3.3	Prima registrazione	224
3.4	Trasferimento della licenza da un computer a un altro	227
3.5	Successive versioni, aggiornamenti, comunicazioni	228
3.5.1	<i>Interfaccia</i>	229
3.6	Itinerario di lavoro tipico	230
3.6.1	<i>Introduzione</i>	230
3.6.2	<i>Prime tappe</i>	231
3.6.3	<i>Verifiche SLU</i>	234
3.6.4	<i>Verifiche SLE</i>	239
3.7	Comandi	240
3.7.1	<i>Premessa</i>	240
3.7.2	<i>Menu File</i>	241
3.7.3	<i>Menu Mostra</i>	242
3.7.4	<i>Menu Interroga</i>	243
3.7.5	<i>Menu Disegna</i>	243
3.7.6	<i>Menu Seleziona</i>	244
3.7.7	<i>Menu Strutture</i>	244
3.7.8	<i>Menu Edit</i>	250
3.7.9	<i>Menu Edit-Nodi</i>	258
3.7.10	<i>Menu Edit-Rami</i>	258
3.7.11	<i>Menu Edit-Azioni</i>	264
3.7.12	<i>Menu Edit-Vincolo</i>	270
3.7.13	<i>Menu Edit-Svincolo</i>	271
3.7.14	<i>Menu Edit-Masse</i>	273
3.7.15	<i>Menu Edit-Casi</i>	275
3.7.16	<i>Menu Edit-Combinazioni</i>	277
3.7.17	<i>Menu Post</i>	278
3.7.18	<i>Menu Post-Verifiche</i>	288

3.7.19	Menu Help.....	295
3.8	Le verifiche	295
3.8.1	Generalità	295
3.8.2	Impostazione delle verifiche a stabilità	297
3.9	Il tabulato	299

PARTE 4

BENCHMARK

	EUROCODE 3: EN 1993-1-1:2005	305
4.1	Presentazione	305
4.2	Il formato delle schede	308
4.3	Nota sulle formule adottate e sui materiali adottati	311
4.4	Benchmark per la resistenza	313
4.5	Benchmark per la stabilità	365

PARTE 5

	RIFERIMENTI E APPENDICI	417
5.1	Riferimenti	417
5.2	Appendice 1: coefficienti χ	419
5.2.1	Acciaio S235	419
5.2.2	Acciaio S275	427
5.2.3	Acciaio S355	436



5.2.4	Acciaio S420	444
5.2.5	Acciaio S460	452
5.3	Appendice 2: coefficienti di sfruttamento n_i	461
5.4	Appendice 3: fattori amplificativi A	464
5.5	Appendice 4: fattori amplificativi P	467
5.6	Appendice 5: fattori amplificativi P_M	470
5.7	Appendice 6: curve di stabilità da adottare per i vari profili	473
5.8	Appendice 7: riepilogo delle formule di presso-flessione secondo il metodo 2 in formato semplificato	474
5.8.1	Definizioni	474
5.8.2	Classe 3	474
5.8.2.1	Classe 3 senza svergolamento	474
5.8.2.2	Classe 3 con svergolamento	475
5.8.3	Classi 1 e 2	475
5.8.3.1	Classe 1 o 2 senza svergolamento	475
5.8.3.2	Classe 1 o 2 con svergolamento	476
5.9	Appendice 8: indici $\alpha_{v,z}$ e $w_{y,Avz}$ per profili IPE, HEA, HEB, HEM	477

PREMESSA

Questo secondo lavoro sull'Eurocodice 3, in questa stessa collana "Strutture", mette a disposizione di un vasto pubblico lo sforzo compiuto negli ultimi quindici anni per disporre di verificatori attendibili che implementassero gli aspetti salienti dell'Eurocodice 3 parte 1-1. Il lavoro propone, come si vedrà, una introduzione alla norma con la spiegazione di numerosi problemi di interpretazione e di applicazione, una serie di esempi svolti curati con estrema analiticità, un programma di calcolo per travi rettilinee e strutture portanti solai molto facile e utile, e un vasto lavoro di validazione. Si tratta del secondo lavoro di una trilogia che ha come obiettivo la trattazione dell'Eurocodice 3 parte 1-1, sia dal punto di vista teorico che dal punto di vista pratico-operativo (e quindi mettendo a disposizione programmi).

Se il primo lavoro era dedicato alla classificazione delle sezioni ed il terzo (in ordine cronologico) sarà dedicato al commento, alla discussione approfondita e alla guida teorica, questo secondo lavoro è invece uno strumento immediatamente operativo. Non ritengo che la presentazione di formule senza spiegazione sia una buona cosa, e nemmeno che si possano saltare a piè pari le idee di base per poter apprendere formule da adoperare acriticamente. Al contrario è indispensabile comprendere a fondo le idee di base, e compito di un buon libro è quello di cercare di spiegarle, possibilmente con parole semplici: molto spesso dietro le formule ci sono idee semplici. In questo testo questa esigenza è coniugata con quella di non avere una trattazione troppo corposa, in modo da fornire una rapida guida di uso pratico.

Desidero ringraziare per il valido aiuto l'ing. Marco Croci, che ha calcolato i primi cinque esempi risolti del cap. 2 e preparato le schede di calcolo del cap. 4, con la mia supervisione, durante un lavoro presso Castalia srl durato vari mesi dopo la tesi di laurea.

Come in tutte le altre occasioni (ormai questa è la quinta di una felice collaborazione) desidero con gratitudine ringraziare l'Editore per la fiducia accordata.

Milano, Dicembre 2007

L'Autore



INTRODUZIONE ALLA NORMA E ALLE VERIFICHE

1.1 Premessa

La stagione di profondi cambiamenti che le norme italiane per le costruzioni hanno attraversato in questi ultimi anni ha portato varie conseguenze, una delle quali è stata una oggettiva accelerazione verso l'uso degli Eurocodici, che di fatto stanno diventando il principale riferimento normativo al quale guardare. Ciò dipende dal fatto che mentre le precedenti norme (D.M. del 1996 [26] e CNR 10011 [27]) mostrano oramai la chiara necessità di essere aggiornate, perché in esse non figurano alcuni importanti risultati ormai conseguiti dal lavoro di ricerca, le principali nuove normative prodotte in Italia nel biennio 2003-2005 (Ordinanza e NTC) sono, per un verso o per l'altro, pesantemente criticabili e segnate dal marchio della fretta e della approssimazione. Di fatto questo periodo di confusione ha creato una specie di *terra bruciata*, cosicché oggi non si può fare altro che guardare in avanti e scegliere gli Eurocodici come strumento base di lavoro. Peraltro, tolte alcune novità squisitamente italiane non sempre condivisibili (come ad esempio il coefficiente di modello), le norme "nuove" del biennio 2003-2005 sono di fatto una rielaborazione degli Eurocodici, da cui ereditano molte cose, sebbene queste non siano state sempre fedelmente riassunte e riportate¹.

Allora, gli Eurocodici. Cosa decisamente più facile a dirsi che a farsi, poiché gli Eurocodici sono un corpo normativo vastissimo e non sempre di agevole let-

1. Si veda a questo riguardo, ad esempio in www.ateservizi.it, la lunga serie di roventi polemiche seguite alla emanazione della Ordinanza 3274 e della prima versione del "Testo Unico", poi ribattezzato da chi scrive "Pesto Unico" in un articolo comparso su www.edilportale.com. Per dare spazio a chi criticava l'Ordinanza si attivarono la trasmissione televisiva *Report* e il quotidiano *La Repubblica*. L'Ordinanza dovette essere corretta con ben 122 clausole di modifica a pochi mesi dalla sua prima emanazione. Il Testo Unico, poi ribattezzato *Norme Tecniche per le Costruzioni* nella versione 2005, resta essenzialmente inapplicato.



tura. Si pensi che il solo Eurocodice 3 consta di 6 parti, la prima delle quali composta da ben 11 sotto parti (qui ci si occupa della sola 1-1). Gli Eurocodici, come molte normative nazionali, non sono più norme applicabili solo con calcoli a mano e non sono ancora norme scritte per essere programmate su calcolatore. Ciò pone una gran quantità di problemi poiché entrambi i possibili usi del testo normativo, uso a mano ed uso per programmare, risultano ostacolati e difficili. Chi scrive ritiene che nei prossimi anni si debba arrivare a due distinte formulazioni del testo delle norme, in modo da poter fruire al meglio di entrambi gli approcci.

L'arrivo degli Eurocodici, e segnatamente del 3, ha posto una grande quantità di problemi. E' necessario fare un enorme lavoro di presentazione e commento delle singole clausole, che ancora non è stato fatto, se non in minima parte. Se alcuni testi descrivono in modo generale le regole previste dall'Eurocodice 3 (di recente Ballio-Bernuzzi relativamente alla versione ENV [10], con anche confronti con le CNR 10011, e Bernuzzi-Mazzolani in [11] relativamente alla versione EN, mentre il classico Ballio-Mazzolani [8] resta purtroppo non aggiornato), in tutta sincerità non pare che siano ancora disponibili testi che discutano esplicitamente, estesamente ed approfonditamente, dei considerevoli problemi interpretativi ed applicativi posti dalla norma. Qualche cenno in merito alla esistenza di problemi applicativi, in specie relativamente alle formule di presso flessione in accordo al metodo 1 e 2 delle EN 1993 è in [22], mentre il recente [23], sorprendentemente, afferma di non volersi occupare dei problemi teorici, quasi che si potesse applicare delle regole senza comprenderne a fondo il significato. "I progettisti che senza addentrarsi troppo nella teoria che sta alla base dell'Eurocodice 3 vogliono capire gli strumenti che devono usare, anche attraverso esempi completi di utilizzo dei codici di calcolo" [23], sono a parere di chi scrive destinati a rischiare di non applicare correttamente la norma, e rischiano di restare vittima di *flow-chart* più o meno complessi senza comprendere quello che stanno facendo; sono una specie di bomba ad orologeria. Allora, a parere di chi scrive, è necessario un approccio discorsivo ma critico, è necessario spiegare in parole semplici e dichiarare apertamente i problemi di interpretazione ed applicazione, spiegando cosa c'è dietro certe regole di calcolo. Altrimenti non si potrà mai usare la norma con disinvoltura.

Quando si parla di problemi applicativi, ci si riferisce proprio al fatto che in certi casi non si sa come fare: non si immaginano problemi inesistenti solo per fare accademia, come qualcuno potrebbe tendere a sostenere. Inoltre sono pericolosissimi i fraintendimenti, magari favoriti da errori di stampa: almeno tre i casi di errori di stampa o di notazione trovati, con possibili gravi ripercus-

sioni sulla applicazione delle formule. Un esempio chiarirà cosa si intende.

Se fosse emanata una legge che dicesse:

“tutti i cittadini maggiorenni devono pagare la tassa di esistenza entro il 10 gennaio di ogni anno. Per i cittadini coniugati con prole l’ammontare è 20€. Per i cittadini non coniugati l’ammontare è 50€.”

sorgerebbe spontanea la domanda: e i cittadini coniugati senza prole? Sono assimilati a non coniugati? Non pagano la tassa? Bah...

Non sembri che l’esempio sia campato per aria, perché, ad esempio, nelle formule di verifica a resistenza di EN 1993, se si sa cosa succede quando il taglio interagisce con il momento flettente (interazione V, M), e si sa cosa succede quando l’azione assiale interagisce con il momento flettente (interazione N, M), nulla si dice in dettaglio di quello che accade quando l’azione assiale interagisce con il taglio in assenza di momento (interazione N, V) e di quello che accade quando il taglio, il momento flettente e l’azione assiale interagiscono tutte e tre tra loro (interazione N, M, V). Il problema non è trascurabile, e non basta dire che per l’area resistente a taglio si deve usare una tensione di snervamento ridotta, poiché poi questo dà luogo a formule per nulla scontate.

La ragione profonda della vistosa dimenticanza della norma è presto detta: le colonne sono presso inflesse ma raramente hanno un taglio rilevante (interazione N, M), mentre le travi hanno taglio e momento ma raramente una rilevante azione assiale (interazione V, M). Sta di fatto che poi ci sono casi che non rientrano nelle casistiche più frequenti, ed un progettista deve sapere come fare. O no?

Di esempi come questo se ne potrebbero fare numerosi (calcolo del C_1 , calcolo del k_c , classificazione in sollecitazioni miste, stabilità a presso flessione su profili non simmetrici, metodo 1 e metodo 2 ecc.).

Ben convinto, e da numerosi anni, che sia necessario rivoltare la norma da capo a piedi per discuterne tutti gli aspetti rilevanti senza remore, e con la franchezza di dire “non si capisce”, chi scrive, d’accordo con l’Editore, ha ritenuto fosse opportuno mettere a punto dei testi che facessero da commentario alla norma, e mettere a disposizione dei software, ad un prezzo abbordabile, che affrontassero le problematiche più tipiche. Sono software dietro ai quali ci sono anni ed anni di lavoro e di studio.

In merito al problema del commento alla norma, va detto che sarebbe stato molto più proficuo occupare tempo e risorse per preparare, a livello centrale, un corposo commento dell’Eurocodice 3, piuttosto che occuparsi di sunteggiar-



lo come nel capitolo 4.2 delle Norme Tecniche per le Costruzioni. Tuttavia ad oggi una siffatta pubblicazione ministeriale non c'è, ed a parere di chi scrive ci vorranno almeno un paio di anni per prepararla.

Qui non si vuole certo fare da sostituti al Normatore, ma è anche vero che non basta assolutamente enumerare le formule e spiegare a che servono: qui è necessario dire per filo e per segno come adoperarle, quando, con che limitazioni, e cosa fare in tutti i casi non esplicitamente trattati (e sono moltissimi). Serve anche spiegare perché si usano certe formule e da dove vengono. Inoltre, ed è un punto molto importante, occorre proporre formati più facili da ritenere a memoria e da far propri come propri furono resi gli algoritmi delle CNR 10011, altrimenti l'EC3 rimarrà astruso ed inapplicabile se non a mezzo computer (il che sarebbe una piaga: al computer sempre si deve accompagnare il controllo del progettista).

Avendo cominciato questo lavoro di stesura alla fine del 2006, è subito parso chiaro che il lavoro sarebbe stato assai ingente. La sola classificazione ha richiesto un volume a sé stante per discutere tutti gli aspetti salienti del problema. Si pensava poi di preparare un CD book con una breve introduzione alla norma ed un programma allegato, in analogia a quanto fatto per l'Eurocodice 5, ed in seguito un nuovo volume con un testo di commento vero e proprio. Ma mentre si preparava la introduzione alla norma che viene qui presentata, per questo CD book, ci si è resi conto che non sarebbe stato possibile né utile limitarsi a elencare delle formule senza discuterle minimamente, e così, a livello introduttivo e propedeutico, una parte dei discorsi che si faranno più estesamente nel terzo volume della trilogia, sono stati fatti in modo introduttivo già qui. Ciò ha portato a trattare già in questo secondo volume alcuni fondamentali problemi che verranno poi ulteriormente approfonditi nel terzo (la classificazione delle sezioni è trattata nel primo volume e ripresa qui per sommi capi):

- il problema della interazione nelle formule di resistenza è qui trattato per tutte le possibili interazioni anche se limitatamente agli stati di sollecitazione piani (N, V, M). La trattazione completa con sei sollecitazioni è rimandata al terzo volume;
- il problema del calcolo del coefficiente C_1 (indispensabile per il calcolo del momento critico per svergolamento) è trattato per mezzo dei recenti lavori di Serna e Nethercot, che vengono qui presentati ad un vasto pubblico, a quanto consta, per la prima volta.
- le formule di presso flessione per i metodi 1 e 2 sono illustrate e commentate (quelle relative al metodo 1 ci risulta siano presentate completamente per la



prima volta in una pubblicazione italiana diretta a un ampio pubblico), ed inoltre le formule per il metodo 2 vengono riscritte in modo da essere facilmente applicabili e ricordabili a memoria. Vengono inoltre presentate delle tabelle nuove per concezione, che consentono facilmente di fare i calcoli a mano (fattori A , P , P_M);

- numerose osservazioni e chiarimenti vengono dati in merito a parti ancora piuttosto poco conosciute e praticate (ad esempio il fondamentale paragrafo 6.3.4. di normativa viene chiaramente introdotto alla luce di una prospettiva molto generale) o a pericolosi fraintesi che si possono generare;
- vengono presentate ben 100 schede di calcolo a resistenza ed a stabilità, che costituiscono un fondamentale riferimento per l'applicazione della norma.

Poiché in questo testo si voleva dare una introduzione problematica e discorsiva al testo della norma, non si è entrati nel dettaglio di alcune questioni che verranno specificamente trattate nel volume successivo. Questo testo non è un testo generale sulle costruzioni in acciaio e non può sostituirsi ad essi.

Né il testo né il programma allegato si occupano del problema dei collegamenti, che richiede, a parere di chi scrive, un ulteriore volume a sé stante (se si vuole spiegare).

Per quanto riguarda il problema dei profili in classe 4 (e quindi anche il calcolo dei formati a freddo di EN 1993-1-3), vengono dati qui alcuni accenni, anche per evidenziare alcuni problemi delle formule di verifica della normativa. Una completa trattazione di questo problema, comunque, richiede anch'essa un volume a sé stante, anche a causa del fatto che la materia non è definita ancora pienamente, almeno non in modo completamente convincente e soddisfacente a parere di chi scrive.

Gli scopi di questo lavoro sono 5:

- 1) fornire un testo introduttivo alle parti salienti della parte 1-1 dell'Eurocodice 3 nella versione EN (la più recente);
- 2) fornire un significativo numero di esempi svolti passo passo in modo completo, anche inclusivi delle formule semplificate presentate nella introduzione, e dei metodi 1 e 2, generalmente non presentati;
- 3) fornire un programma di calcolo, frutto di un lavoro ingentissimo, semplice da usare ed affidabile, per le travi e le colonne rettilinee realizzate usando i profili commerciali più frequentemente usati, con generiche condizioni di vincolo e di carico;

- 4) fornire un vasto insieme di schede di calcolo e di validazione che possano fungere da riferimento per ulteriori studi e pubblicazioni, e da utile aiuto nell'apprendimento della norma.
- 5) fornire tabelle di uso corrente e proporre un diverso modo di leggere le formule di stabilità a presso flessione del metodo 2 (austro-tedesco).

Gli scopi di questo lavoro trovano una ordinata corrispondenza nelle parti in cui è diviso.

Una prima parte introduttiva alla norma, nel quale vengono riepilogate le regole salienti. Tale prima parte costituisce, di fatto, una introduzione alla norma ed un suo utile riassunto, con molte spiegazioni ed osservazioni. Dato il carattere introduttivo ci si è limitati alle problematiche dei profili IPE, HEA, HEB, HEM, RHS e tubi circolari. Nonostante ciò molte fondamentali questioni vengono trattate.

Una seconda parte è dedicata ad esempi di calcolo pratico, con tutti i valori numerici e con tutti i risultati. In questa parte vengono anche messi alla prova i metodi di calcolo a presso flessione semplificati proposti nel capitolo 1.

Una terza parte è dedicata alla guida operativa all'uso del programma su CD, un valido aiuto per la progettazione e la verifica dei più frequenti elementi strutturali in acciaio, inclusa la progettazione automatica agli SLE ed agli SLU di solai. Si tratta di un programma molto semplice da usare (e la maggior semplicità ha richiesto tanto maggior lavoro), validato in molti modi, ed usato ormai da migliaia di utenti, nelle varie versioni in cui è stato proposto (CESCO, parte di E.Str.A.D.A., CESCO PLUS, CESCO WOOD).

La quarta parte, molto importante, è quella che racchiude cento schede di calcolo (circa la metà delle quali, quelle adattabili ad un programma piano, costituiscono altresì schede di validazione del programma annesso, le altre sono state comunque calcolate con il medesimo verificatore in un contesto 3D: Sargon®). Queste schede rappresentano l'esito di un lavoro di mesi messo a disposizione della comunità tecnica in vista della crescente importanza che l'Eurocodice 3 avrà nei prossimi anni. Questo lavoro ci sembra rappresenti un *unicum* per ampiezza e metodicità nel panorama dei lavori disponibili oggi in Italia, e rappresenta l'esito di un considerevole sforzo volto a chiarire numerosi aspetti salienti nella applicazione della norma. Ciascuna delle schede dà sinteticamente le informazioni di partenza e quelle di arrivo, nonché parte dei risultati intermedi, relativi a casi di resistenza e stabilità, saggiando tutte le componenti di sollecitazione (δ) sia separatamente che in interazione.

La quinta e ultima parte contiene delle appendici con tabelle utili per la pro-

gettazione di tutti i giorni, in accordo alle proposte fatte nel capitolo 1. Si ritiene che tali tabelle, presentate qui per la prima volta, possano costituire un validissimo aiuto al fine di recepire finalmente, anche in Italia, le nuove formule di verifica a presso flessione della EN 1993, ancora mancanti nelle italiane Norme Tecniche per le Costruzioni.

Chi scrive si è lungamente occupato di Eurocodice 3 creando software di verifica su di esso a partire dal 1992. Proprio la conoscenza piuttosto approfondita della norma e delle problematiche ad essa connesse (una norma non facile ed a parere di chi scrive migliorabile in quanto a chiarezza espositiva), porta a dire che vi è molto da fare per diffonderle e imparare ad usarle.

Questo lavoro è un contributo teso a questo obiettivo.

1.2 Cenni alla situazione normativa

L'Eurocodice 3, che è impiegato dal programma qui accluso, è una norma vasta e ambiziosa. Raccoglie il lavoro di molti esperti e, sebbene sia tutt'altro che perfetta, è una seria norma che si avvia a diventare un concreto punto di riferimento per i tecnici europei. E' quindi senz'altro consigliabile approfondirne lo studio e acquisirne una buona padronanza. Relativamente alle costruzioni in acciaio non è l'unica norma di riferimento possibile, ma tuttavia è oggi il principale punto di riferimento al quale guardare come durevole strumento di lavoro.

Le "vecchie" CNR 10011 [27], pur essendo ancora sostanzialmente valide (come contenuti), risultano in parte superate a causa della mancanza, in esse, di alcuni importanti aspetti del calcolo, come la classificazione delle sezioni, l'uso di risorse plastiche, un quadro generale di come trattare le imperfezioni, e di quali metodi di calcolo impiegare, migliori formule di stabilità, eccetera. D'altro canto le nuove norme tecniche per le costruzioni non approfondiscono il problema delle verifiche, rimandando a normative più specifiche, che di fatto coincidono con la EN 1993-1-1, anche tenuto conto che il testo normativo italiano risulta in ampie parti una espunzione dalle EN 1993-1-1 (cfr. anche quanto in par. 1.8 a pag. 45).

Se la norma si fosse limitata a dire "potete usare una qualsiasi di queste norme", allora vi sarebbe stata piena libertà, ma il fatto che nel testo della norma italiana figurino brandelli della norma europea pone notevoli problemi nella applicazione delle norme che quei brandelli non contengono. Ad esempio in assenza della classificazione (come nel caso delle CNR 10011), come compor-



tarsi? E se si usano norme dove quella classificazione è diversa (per terminologia e per valori limite dei rapporti larghezza-spessore), ancora: come regolarsi? Al momento in cui si scrive tutto questo risulta oscuro, né il testo della norma, di per sé, pare in grado di chiarire questi dubbi. Anche per questo il consiglio spassionato di chi scrive è: adoperiamo l'Eurocodice 3.

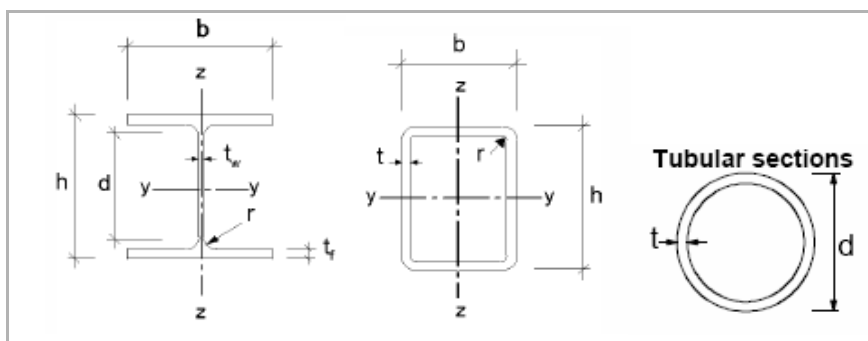
A gennaio 2008 è stato emanato il D.M. con le Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni ([4]). A tale testo si riferiscono i commenti del par. 1.8 (vedi pag. 45).

1.3 Aspetti generali di EN 1993-1-1:2005

1.3.1 Notazione

Nella norma EN 1993-1-1 si usano molti indici e molti simboli, il che talvolta rischia di appesantire un po' la notazione.

Le quote e gli assi relativi ai profili a cui ci si riferirà in questo testo sono indicati nella seguente figura:



Il programma adopera invece una terna locale riferita ad assi (1, 2, 3). Si ha la seguente corrispondenza:

$$(x, y, z) \leftrightarrow (1, 2, 3)$$

Per profili ad I o ad H l'asse forte coincide sempre con l'asse y per la norma e con l'asse locale 2 per il programma. L'orientazione (0° , 90° , 180° , 270°) consente di decidere se l'asse normale al piano del disegno sia il 2 (l' y), come nei casi 0° e 180° ovvero sia il 3 (lo z) come nei casi 90° e 270° . Peraltro il disegno della membratura chiarisce ogni dubbio.

Per indicare le azioni applicate la norma usa sistematicamente i pedici "Ed"

Figura 1.1
Simbologia ed assi di riferimento per le sezioni trattate

che qui sono stati omessi per brevità e semplicità di lettura. Per indicare le resistenze di progetto si usa invece il doppio pedice "Rd".

Nelle formule di verifica di resistenza è possibile far scomparire il noioso

$$\frac{(\bullet)}{\frac{1}{\gamma_{M0}}}$$

Pur di esprimere la disequaglianza di verifica anziché in questo modo

$$\frac{(\bullet)}{\frac{1}{\gamma_{M0}}} < 1$$

In quest'altro modo

$$(\bullet) < \frac{1}{\gamma_{M0}}$$

Analoghe rilevanti semplificazioni si hanno nel caso delle formule di stabilità.

In questo testo il fattore γ viene portato a secondo membro in alcuni esempi in specie pensati per i calcoli a mano (*ad esempio in par. 2.6 a pag. 217*), e nella scrittura delle formule ove tale spostamento comporti una drastica semplificazione, a costo zero. Le schede di validazione non usano questa semplificazione, ed i valori obiettivo sono ottenuti lasciando il γ al primo membro: ciò in quanto i calcolatori elettronici non hanno bisogno di semplificazioni di questo tipo, che sono invece altamente auspicabili per gli esseri umani. Chi scrive ritiene che questo modo di riscrivere le formule sia particolarmente utile nei calcoli a mano, poiché si evitano numerose operazioni superflue (ad esempio nella pressoflessione si evitano ben tre divisioni). Relativamente al fatto che, con i valori proposti in Italia per il valore di γ (1,05) la quantità $1/\gamma$ corrisponda a un numero complicato, si deve osservare che alla disequazione

$$(\bullet) < \frac{1}{\gamma} = \frac{1}{1,05} = 0,95238 \dots$$

si può tranquillamente sostituire la disequazione

$$(\bullet) < \frac{1}{\gamma} = \frac{1}{1,05} = 0,95$$

dato che a fini pratici non vi sono sostanziali differenze se non negli improbabili casi in cui il numero indice sia compreso tra 0,95 e 0,95238.... In pratica questa scelta corrisponde ad usare nei calcoli a mano un $\gamma=1,0526$ anziché 1,05.



Questa riscrittura delle formule della norma sarebbe molto utile anche per uniformare gli indici di sfruttamento tra i vari Paesi Membri, lasciando alla soglia limite le differenze, così da evidenziare i differenti livelli di sicurezza richiesti da Paese a Paese.

In questo testo quando le disequazioni di verifica saranno scritte in questo modo

$$(\bullet) < 1$$

sarà chiaro che il γ è stato lasciato a primo membro, mentre quando verranno scritte in questo modo

$$(\bullet) < \frac{1}{\gamma} = 0,95$$

sarà chiaro che il γ è stato portato a secondo membro.

Non è questa la sede per approfondire, ma questo semplice esempio basta a far capire come le stesse identiche cose possano essere dette in modi completamente diversi, tal che, ad esempio, è molto più semplice scrivere una formula in questo modo

$$\frac{N}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_y + \Delta M_y}{\chi_{LT} M_{y,Rk}} + k_{yz} \frac{M_z + \Delta M_z}{M_{z,Rk}} < \frac{1}{\gamma_{M1}} = 0,95$$

o in questo modo (che è una valida alternativa al precedente):

$$\gamma_{M1} \left[\frac{N}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_y + \Delta M_y}{\chi_{LT} M_{y,Rk}} + k_{yz} \frac{M_z + \Delta M_z}{M_{z,Rk}} \right] < 1$$

piuttosto che in questo (che è quello della norma):

$$\frac{N}{\chi_y \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_y + \Delta M_y}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_z + \Delta M_z}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} < 1$$

sebbene si giunga allo stesso identico risultato pratico. Si spera che in futuro i Normatori si incarichino anche di curare questi aspetti che non sembrano proprio del tutto trascurabili.

I seguenti simboli sono ricorrenti e fondamentali e andrebbero imparati (si tratta di una lista minima):

N azione assiale

M momento flettente

- V taglio (T nel programma)
- A area
- I momento di inerzia (J nel programma)
- i raggio di inerzia
- W modulo di resistenza
- λ snellezza
- $\bar{\lambda}$ snellezza adimensionale (talvolta anche scritta $\underline{\lambda}$ in questo testo)
- f_y tensione di snervamento
- χ fattore di riduzione di una resistenza per effetti dovuti alla instabilità
- E modulo di elasticità di Young
- z asse debole
- y asse forte

I seguenti pedici sono ricorrenti e andrebbero ben conosciuti:

- cr critico elastico
- ul ultimo nel senso della analisi limite
- pl plastico
- el elastico
- eff efficace
- Rd resistenza di progetto
- Ed azione di progetto
- L_T lateral torsional (svergolamento)
- L lunghezza membratura
- b buckling (instabilità, in specie associato a M per lo svergolamento)
- N ridotto a causa della presenza di azione assiale
- V ridotto a causa della presenza di taglio

Talvolta la successione dei pedici è lunga e nella scrittura può capitare di averli invertiti, ad esempio

$$M_{N,V,y,pl,Rd}$$

può anche essere scritto, anche in questo testo, e senza nessuno scandalo, come



$$M_{y,pl,Rd,N,V}$$

o

$$M_{pl,Rd,y,N,V}$$

o se è inequivoco che si tratta di resistenze plastiche

$$M_{Rd,y,N,V}$$

In altri casi, appunto, la serie dei pedici può essere troncata per brevità omettendo quelli maggiormente ovvi nel contesto adoperato.

Nel seguito ci riferiremo a paragrafi clausole o tabelle del testo normativo sempre indicandone il numero sottolineato, ad esempio 6.3.2.(2), dove il numero tra parentesi indica la clausola di normativa.

1.3.2 *Teorie lato resistenza*

L'Eurocodice 3 è una norma agli stati limite. Le caratteristiche di resistenza del materiale sono essenzialmente individuate dalla sua tensione di snervamento caratteristica f_y e dalla sua tensione di rottura f_u . Le tensioni di riferimento di progetto si ottengono dividendo le precedenti per opportuni coefficienti maggiori o uguali ad 1, denominati γ_M . Di coefficienti γ_M ce ne sono tre: γ_{M0} , γ_{M1} , γ_{M2} , ordinatamente crescenti. Le verifiche di resistenza generalmente usano γ_{M0} , quelle di stabilità γ_{M1} . Il coefficiente γ_{M2} è riservato ai collegamenti. Le nostre norme, recependo l'Eurocodice 3, propongono i seguenti valori per i coefficienti γ :

$$\gamma_{M0} = 1,05$$

$$\gamma_{M1} = 1,05$$

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

La resistenza delle sezioni può essere calcolata secondo tre distinte teorie, che tutte compaiono nel testo della norma: la teoria della plasticità; la teoria della elasticità; la teoria delle sezioni efficaci.

La teoria della plasticità è quella che meglio sfrutta le caratteristiche del materiale, ma è impiegabile solo per le sezioni che possano arrivare a plasticizzarsi senza imbozzarsi prima (sezioni in classi 1 e 2). Il profilo si intende pienamente sfruttato quanto in tutti i suoi punti viene raggiunta la plasticizzazione del

materiale prendendo come riferimento la tensione di snervamento divisa per il fattore γ_{M0} . Impiegando, come si usa di solito, una ipotesi di legame costitutivo elastico-perfettamente plastico, ciò implica che la sezione raggiunga un valore della combinazione delle sollecitazioni elementari che non può essere superato. Questa teoria usa i moduli di resistenza plastici. Nel caso in cui siano presenti sollecitazioni atte a generare tensioni tangenziali il luogo plastico corrispondente alla sezione viene, in generale, ad essere modificato. Molto spesso, per sollecitazioni taglianti e torcenti inferiori a certi valori, la presenza di tensioni tangenziali può essere trascurata. Nel par. 1.6.1 (vedi pag. 51) si vedrà come eseguire le verifiche per certi tipi sezionali (i più frequenti).

La teoria della elasticità può essere usata a patto che il punto più sollecitato della sezione possa raggiungere la tensione di snervamento senza che alcuna parte della sezione si imbozzi. Le sezioni che posseggono questa caratteristica e che non sono in classe 1 o 2 sono dette di classe 3. Questa teoria usa gli ordinari moduli di resistenza elastici, di gran lunga i più usati negli ultimi cent'anni. Il depauperamento delle risorse elastiche creato dalla presenza della tensione tangenziale viene tenuto in conto puntualmente dalla formula di Von Mises. Il raggiungimento, anche in un sol punto, della tensione di snervamento ridotta dal fattore γ_{M0} da parte della tensione ideale di Von Mises comporta, *ipso facto*, il raggiungimento del limite per la sezione. Questa teoria ha il gran vantaggio di essere governata da formule semplici, generali, e soprattutto, chiuse. Il difetto è che parte delle risorse del materiale, una parte talvolta cospicua, è sprecata. Se tale circostanza non rappresenta un problema è *del tutto lecito fare uso della teoria elastica anche quando si potrebbe usare quella plastica*.

La teoria delle sezioni efficaci deve essere impiegata quando la sezione non è in grado di raggiungere il limite di snervamento in alcun punto compresso senza prima imbozzarsi (sezioni in classe 4). In questo caso la sezione non è interamente reagente, in quanto la parte imbozzata non è considerata efficace a portare i carichi applicati. Questa teoria usa i moduli di resistenza e l'area efficaci. Il problema di questa teoria è che la sezione resistente è funzione delle sollecitazioni applicate (a rigore sia funzione del mutuo dosaggio delle sollecitazioni applicate che della loro intensità assoluta). Inoltre non è ben risolto (e questo è un punto di fondamentale importanza) il problema della interazione tra instabilità locale ed instabilità "globale", dato che la norma utilizza snellezze ibride che non paiono avere piena coerenza con la teoria. Si è obbligati ad usare questa teoria quando parte della sezione imbozza sotto carico.

Già da quanto detto sinteticamente qui, appare evidente che la determinazione del comportamento ad instabilità locale della sezione, ovvero, nella ter-



minologia della norma, la sua *classificazione*, gioca un ruolo determinante e fondamentale nella corretta scelta delle formule di verifica. Questo argomento sarà succintamente ripreso al paragrafo 1.4 (*vedi pag. 38*).

Volendo essere precisi, il ruolo della teoria della elasticità è ben maggiore di quanto appare dai precedenti capoversi. Infatti sebbene sia possibile eseguire i calcoli globali mediante l'uso della teoria della plasticità, non è praticamente possibile impiegarla per tutte le numerose combinazioni di verifica richieste dalla norma. Pertanto di fatto il calcolo delle azioni assiali N , dei tagli V e dei momenti flettenti e torcenti M avviene ancora, nella stragrande maggioranza dei casi, mediante la teoria della elasticità. Opzionalmente – se la sezione è in classe 1 o 2 – quando si fanno le verifiche sezionali è possibile impiegare la teoria della plasticità e quindi sfruttare meglio le risorse del materiale. Opzionalmente perché anche per le sezioni in classe 1 o 2, come già accennato, è pur sempre possibile, pur a prezzo di qualche inefficienza legata ad un uso non necessario di acciaio, continuare ad usare il dominio limite elastico e quindi calcolare le sezioni come si è sempre fatto, ovvero mediante le note formule della teoria della elasticità (ovvero trattare come se fossero in classe 3 sezioni in classe 1 o 2).

Un calcolo rigorosamente plastico dovrebbe essere tale sia a livello globale sia a livello locale. Un calcolo del genere è bene inteso possibile, e la norma lo consente, ma la impossibilità pratica della quale si è fatta menzione è dovuta al fatto che un siffatto calcolo non lineare (e sensibile alla successione con cui vengono applicati i carichi) dovrebbe essere svolto per tutte le combinazioni e i possibili percorsi di carico di verifica, che, contrariamente a quanto di solito affermato, non sono poche ma, in generale, tolti i casi di strutture elementari, moltissime. Il calcolo plastico viene oggi ad essere impiegato in poche combinazioni reputate convenzionalmente significative, ma non è ad esso che si attribuisce, nel caso di strutture complesse, il fondamentale ruolo di “segugio” alla ricerca delle condizioni maggiormente significative.

Pertanto ad oggi nella stragrande maggioranza dei casi la teoria della plasticità è impiegata sostanzialmente solo a livello di calcoli sezionali per sfruttare meglio la capacità della sezione di fluire plasticamente, sempre che ciò non sia reso impossibile dalla insorgenza di fenomeni di instabilità locale.

La teoria delle sezioni efficaci è un argomento complicato e specialistico, non ancora, a parere di chi scrive, sufficientemente risolto in sede normativa: le prescrizioni si prestano a varie interpretazioni e possibili applicazioni, ed alcune assunzioni sono francamente poco convincenti. Poiché l'argomento è specialistico esso non verrà toccato in questo testo se non per accenni (*cf. par. 1.6.3 a*

pag. 75). Qui basti dire che il programma sul CD allegato esegue le verifiche su sezioni in classe 4 se queste sono a doppio T laminato (IPE, HEA, HEB, HEM).

1.3.3 **Combinazioni**

Accanto alla valutazione della resistenza, che utilizza nozioni base di teoria della probabilità (i valori caratteristici di resistenza sono valori che hanno una ridotta probabilità convenzionale di essere sfavorevoli, ovvero una elevata probabilità di essere minori di quelli effettivamente disponibili), anche la valutazione delle azioni applicate segue regole di tipo probabilistico.

Non è questa la sede per entrare nel dettaglio, comunque le azioni vengono a loro volta campionate mediante valori caratteristici (o in loro assenza mediante valori nominali generosamente ma necessariamente promossi al rango di caratteristici), e questi valori vengono poi combinati tra loro mediante regole formalmente normate che includono coefficienti di combinazione anch'essi formalmente normati.

La creazione delle combinazioni di verifica segue regole diverse a seconda che si tratti di verifiche agli stati limite ultimi o di verifiche agli stati limite di esercizio. In ogni caso, accanto ad azioni variabili dominanti compaiono altre azioni variabili con un valore ridotto, che tiene in conto convenzionalmente la ridotta probabilità che un valore eccezionale della azione dominante sia concomitante ad un valore altrettanto eccezionale, per un'altra azione indipendente da quella dominante. Il cuore del problema è che il rispetto di queste regole probabilistiche semplificate (e convenzionali), se da un lato porta a stimare con maggior realismo l'effettiva intensità delle azioni applicate, dall'altro porta a dover inseguire numerose diverse configurazioni, e quindi, in sintesi, ad esaminare molte più combinazioni. L'argomento è abbastanza specialistico, l'Autore se ne è occupato in due recenti lavori ([13] e [14], il primo dei quali all'indirizzo web www.castaliaweb.com/ita/pubblicazioni/CombinazioniStatiLimite_finale.pdf). A tale articolo si rimanda per una estesa discussione in merito al problema delle combinazioni agli stati limite) e probabilmente se ne occuperà più diffusamente in uno dei prossimi testi in questa stessa collana. Il programma allegato consente di eseguire le verifiche per un numero arbitrariamente alto di combinazioni. Le combinazioni devono essere generate dall'utente manualmente, oppure possono essere importate da un file appositamente creato allo scopo (tale file può essere creato automaticamente mediante il programma "combinazioni", distribuito da Castalia srl, o con qualsiasi altro sistema o programma che rispetti il formato dato: ad esempio, si può preparare in EXCEL™).



I valori dei coefficienti parziali da adottare per i carichi permanenti cambiano a seconda che si consideri l'Eurocodice 0, il NAD nelle varie versioni o le Norme Tecniche per le Costruzioni nelle varie versioni. In questo testo si è assunto per il γ_G inferiore 1 e per quello superiore 1,4 (calcoli strutturali: STR secondo la codifica di Eurocodice 0). Le ultime versioni delle NTC propongono per i calcoli strutturali un valore inferiore 1, ed un valore superiore pari a 1,3 per i permanenti strutturali ed 1,5 per quelli non strutturali. Tali distinguo rispetto a quanto in Eurocodice non sembrano particolarmente opportuni.

Qui di seguito si danno alcuni esempi di combinazioni di verifica per gli stati limite ultimi, in alcuni casi tipici, nella ipotesi di eseguire un calcolo lineare, e dunque senza preoccuparsi della successione dei carichi, in virtù del principio di sovrapposizione degli effetti.

Tab. 1.1 - Un permanente G

COMBINAZIONE	DESCRIZIONE
1	G
2	1,4G

Tab. 1.2 - Un permanente G ed un variabile Q, privo di segno

COMBINAZIONE	DESCRIZIONE
1	G
2	1,4G
3	G+1,5Q
4	1,4G+1,5Q

Tab. 1.3 - Un permanente G e due variabili Q ed R, privi di segno, aventi entrambi $\psi_0=0.7$

COMBINAZIONE	DESCRIZIONE
1	G
2	1,4G
3	G+1,5Q+1,05R
4	G+1,5Q
5	G+1,05R
6	G+1,05Q+1,5R
7	G+1,5R
8	G+1,05Q
9	1,4G+1,5Q+1,05R

Tab. 1.3 (segue)- Un permanente G e due variabili Q ed R, privi di segno, aventi entrambi $\psi_0=0.7$

COMBINAZIONE	DESCRIZIONE
10	1,4G+1,5Q
11	1,4G+1,05R
12	1,4G+1,05Q+1,5R
13	1,4G+1,5R
14	1,4G+1,05Q

Queste sono le combinazioni che occorre disporre *in un caso generico*, su una struttura priva di qualsiasi particolarità peculiare.

In taluni casi la struttura è tale per cui le varie azioni provocano effetti omogenei su tutte le grandezze di interesse, in altre parole è tale per cui gli effetti di G si sommano ovunque agli effetti di Q o di R sempre con lo stesso segno (ciò ad esempio avviene quando G e Q ed R sono il medesimo tipo di carico avente solo valori numerici differenti, per esempio vari tipi di carico uniformemente distribuito, tutti dello stesso segno, su una trave semplice).

In questo caso si può dire già a priori che ad esempio la combinazione:

$$1,4G+1,5Q$$

sarà più severa della combinazione:

$$1,4G+1,05Q$$

cosa che invece in generale non è possibile affermare.

Nella ipotesi in cui sia vera questa assunzione, che potremmo definire assunzione di *isotopia dei carichi*, allora le combinazioni agli stati limite ultimi nei casi precedenti si semplificano come segue:

Un permanente G:

$$1,4G$$

Un permanente G ed un variabile Q, privo di segno:

$$1,4G+1,5Q$$

Un permanente G e due variabili Q ed R, privi di segno, aventi entrambi $\psi_0=0.7$:

$$1,4G+1,5Q+1,05R$$

$$1,4G+1,05Q+1,5R$$



1.3.4 Imperfezioni

La mancanza di conoscenza in merito al problema delle imperfezioni è una delle piaghe che affliggono il settore delle costruzioni in acciaio. Giustamente quindi la norma dedica a questo problema vari paragrafi, fornendo informazioni dettagliate su come affrontare la questione.

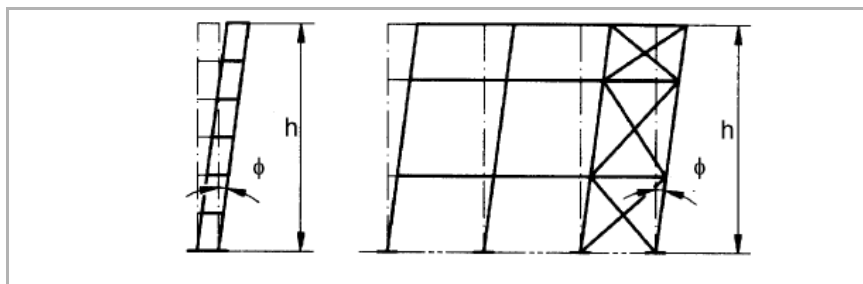
Nelle sue linee sostanziali il problema consiste nel fatto che nè le strutture globali nè quelle locali (vale a dire le membrature singole) sono da considerarsi prive di difetti. Ciò fa sì che gli schemi di calcolo troppo regolari che normalmente si impiegano nel calcolo strutturale, con geometrie rettilinee ed ortogonali e carichi allineati agli assi, possano elidere parti della risposta reale dei sistemi strutturali messi in opera.

A livello globale si tratta quindi di valutare gli effetti delle imperfezioni mediante l'aggiunta di un certo numero di carichi equivalenti, i quali producono sulla struttura effetti simili a quelli prodotti a causa delle imperfezioni anzi dette. Tipicamente su strutture verticali compresse dovranno essere applicati carichi orizzontali pari ad una certa frazione di quelli verticali, generando così delle azioni laterali capaci di spostare la struttura orizzontalmente e quindi di attivare il cosiddetto effetto $P-\Delta$, del quale meglio si dirà nel successivo paragrafo.

A livello locale, ovvero di singola membratura, le imperfezioni sono già tenute in conto dalle verifiche di stabilità, le quali implicitamente, mediante le curve di stabilità di cui si dirà al par. 1.6.2 (vedi pag. 71), tengono in conto i diversi gradi di imperfezione con verifiche via via più penalizzanti. In questo caso si suole parlare, per distinguerlo dall'effetto $P-\Delta$, di effetto $P-\delta$.

In realtà l'Eurocodice in tema di imperfezioni non dice nulla di veramente nuovo: i progettisti di strutture in acciaio impiegavano da decenni azioni orizzontali equivalenti alle imperfezioni, già ai tempi delle CNR. Nondimeno il fatto che nella pratica queste non venissero spesso applicate da parte di chi, non esperto, si ritrovava a progettare strutture in acciaio, ha dimostrato che una più esplicita trattazione della questione doveva considerarsi necessaria.

Figura 1.2
Angolo di imperfezione





Il fattore di partenza ϕ , per il quale moltiplicare le azioni verticali onde ottenere le azioni orizzontali equivalenti da applicare sulla struttura, è pari a $1/200$. Tale numero corrisponde ad una imperfezione angolare ϕ come in figura, tale per cui $\tan(\phi) \approx \phi = 1/200$. Questo numero può essere ulteriormente ridotto fino a $(2/3) \times (\sqrt{0,5}) (1/200)$, ovvero $0,47/200$, circa la metà, $1/400$, nel caso in cui siano molti gli elementi verticali affiancati ed in funzione della altezza della struttura. Un valore di $1/200$ è comunque sempre a favore di sicurezza.

Ulteriori indicazioni relative alle imperfezioni si riferiscono al calcolo dei sistemi di controvento, che devono essere caricati, in aggiunta alle normali azioni dovute alla loro funzione, anche dalle azioni equivalenti dovute alle imperfezioni degli elementi compressi controventati (ad esempio i controventi di falda che stabilizzano un corrente compresso di una trave reticolare). L'analisi di questi aspetti può essere trovata nei testi generali sulle costruzioni in acciaio e non è oggetto del presente lavoro.

1.3.5 Calcoli globali: effetto P- Δ

Il calcolo globale può essere eseguito secondo varie possibili modalità: oltre alla opzione relativa alla non linearità di materiale vi è una opzione relativa ai cosiddetti effetti del secondo ordine. Se la struttura sotto l'azione dei carichi tende a deformarsi in modo tale che da tale deformazione discenda un rilevante effetto di incremento delle azioni interne (effetto P- Δ), allora di tale incremento è indispensabile tenere conto. Un criterio semplificato per stabilire se sia necessario o meno tenere in conto questi effetti è fornito nel paragrafo 5.2.1.(3) della norma, allorché viene detto che (nella ipotesi di usare un calcolo globalmente elastico lineare) per limitarsi ad un calcolo del primo ordine (ovvero senza effetto P- Δ) è sufficiente che per ogni configurazione di carico risulti:

$$\alpha_{cr} \geq 10$$

essendo α_{cr} il moltiplicatore dei carichi che porta ad instabilità in ambito elastico. Tale moltiplicatore dovrebbe a rigore essere a sua volta stimato mediante una analisi agli autovalori (la cosiddetta *buckling analysis*), o, meglio ancora, mediante una analisi non lineare. Per una ampia classe di strutture, ovvero per tutte le strutture a portale o a telaio piano di tipo trave-colonna negli edifici, per i quali le travi risultino poco caricate assialmente, la norma consente di stimare, con una formuletta semplificata, il moltiplicatore α_{cr} , ad ogni livello, nel seguente modo (5.2.1.(4)):

$$\alpha_{cr} = (Hh)/(V\delta)$$

essendo H la risultante dei carichi orizzontali al livello considerato, V la risultante dei carichi verticali al livello considerato, h l'altezza di piano al livello considerato e δ lo spostamento del piano considerato rispetto al piano sottostante, valutato con calcoli del primo ordine. In pratica questo vuol dire imporre che ad ogni piano lo spostamento relativo di interpiano $i = \delta/h$ (o *interstorey drift*) soddisfi la condizione:

$$i < 0,1 H/V$$

Se questa condizione è soddisfatta ad ogni livello allora è sufficiente un calcolo del primo ordine. Se questa condizione non è soddisfatta ad ogni livello, allora è necessario tenere conto degli effetti del secondo ordine. Se chiamiamo $M^I = Hh$ il momento del primo ordine (ovvero valutato senza tenere in conto lo spostamento) ed $M^{II} = V\delta$ il momento del secondo ordine, quello calcolabile nella posizione deformata ed insorgente a causa dei carichi verticali V al piede delle colonne del piano considerato, la condizione discriminante implica che deve risultare

$$M^{II} < 0,1 M^I$$

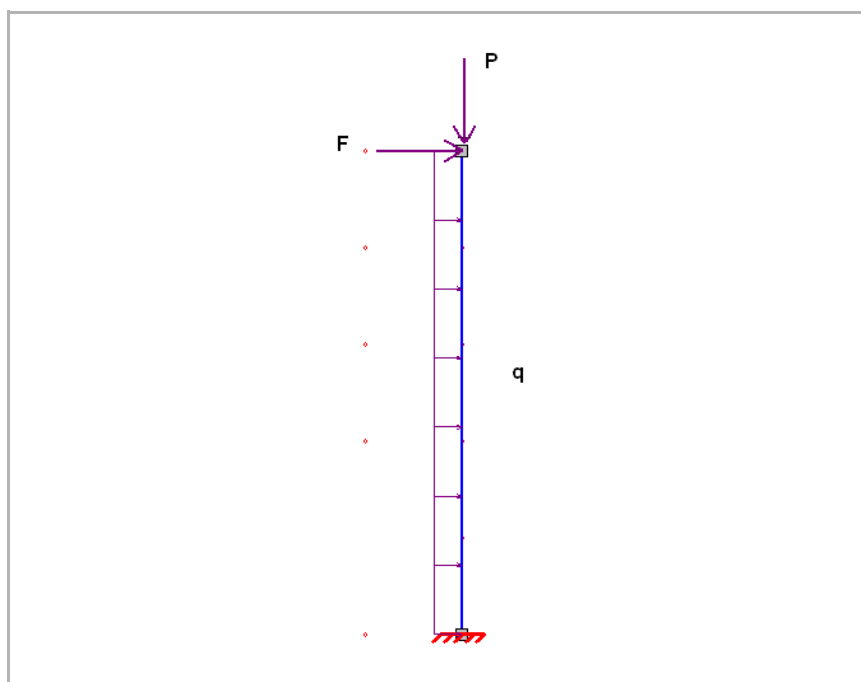
ovvero che l'incremento di momento dovuto allo spostamento sia minore del 10% del momento originario.

Nel caso in cui questa condizione su α_{cr} non sia soddisfatta occorre tenere conto degli effetti del secondo ordine. Ciò si può fare in vari modi: il metodo più rigoroso consiste nell'eseguire calcoli non lineari che cerchino la configurazione di equilibrio nella configurazione deformata. Tali procedure di calcolo possono essere automatizzate ma pongono anch'esse problemi analoghi a quelli legati alle non linearità di materiale quando si abbiano ad esaminare centinaia o migliaia di combinazioni. Inoltre i calcoli non lineari sono intrinsecamente più difficili da dominare di quelli lineari, e quindi le competenze necessarie crescono.

Accanto a questa prima modalità di calcolo, più rigorosa, l'Eurocodice consente di utilizzare, in certi casi, modalità semplificate che consistono nell'applicare opportuni fattori amplificativi alle azioni applicate alla struttura con metodi elastici lineari (del primo ordine). In particolare, nel caso di telai ad un sol piano, detto α_{cr} il moltiplicatore dei carichi che porta ad instabilità (valutato con la formula semplificata già introdotta), se questo è maggiore di 3 si possono moltiplicare le azioni orizzontali e le azioni dovute alle imperfezioni per un fattore k dato da

$$k = \frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}}$$

Nel software allegato, a causa delle limitazioni che sono state introdotte per renderlo vendibile ad un costo basso, non è possibile modellare telai multipiano ma solo travi o colonne singole. La procedura descritta può essere quindi specializzata al caso di una colonna compressa, soggetta altresì a carichi orizzontali, tipicamente una mensola soggetta a carichi verticali ed orizzontali (vedasi figura).



In questo ambito se lo schema originario prevede una forza F applicata in orizzontale, ed un carico q distribuito, trasversale anch'esso, lo schema modificato per tener conto degli effetti del secondo ordine (in modo semplificato), prevederebbe una forza

$$F^* = \frac{F}{1 - \frac{N}{N_{cr}}}$$

ed un carico distribuito:

$$q^* = \frac{q}{1 - \frac{N}{N_{cr}}}$$



Figura 1.3
Mensola
soggetta a vari
carichi oltre a
carico di punta

essendo N l'azione assiale di compressione (in pratica il carico P), ed N_{cr} il carico critico euleriano, che in questo caso vale:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{4L^2}$$

Ricapitolando quanto visto sin qui, per strutture caricate in modo da essere molto lontani dal carico critico (α_{cr} maggiore di 10) non è necessario tenere conto degli effetti del second'ordine. Se si deve tenere conto di questi effetti è bene, in generale, svolgere calcoli nonlineari. In certi casi particolari questi possono essere evitati pur di amplificare in modo opportuno le azioni applicate.

1.3.6 Effetto $P-\delta$

Abbiamo detto che per effetto $P-\delta$ si intende l'amplificazione del momento flettente su una membratura a causa della presenza in essa di una azione assiale. Tale fenomeno è molto importante ed è responsabile di una diminuzione della capacità portante rispetto a quella valutata senza tener conto di questo fenomeno. La norma consente due distinti approcci per valutare l'effetto $P-\delta$, anche se poi di regola si adopera solo il primo.

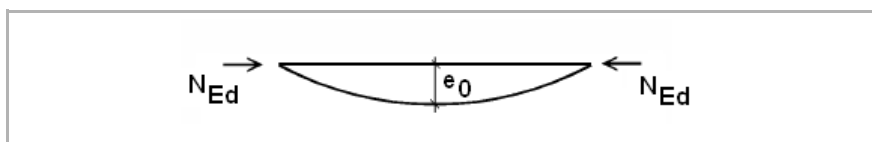
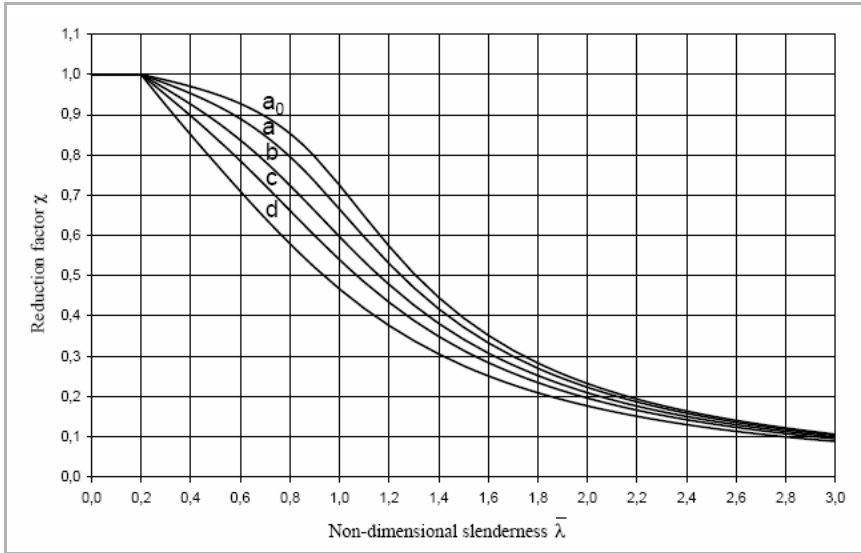


Figura 1.4
L'effetto di una imperfezione iniziale su una membratura compressa è quello di aggiungere momento flettente (effetto $P-\delta$)

Il primo approccio consiste nel tener conto indirettamente del fenomeno mediante l'esecuzione di verifiche a pressoflessione, in accordo al Metodo 1 o al Metodo 2 proposto dalla norma (cfr. 1.7.4. a pag. 104). Tali verifiche tengono conto di diverse curve di stabilità, e quindi di differenti livelli delle imperfezioni, e naturalmente dipendono dalla azione assiale e dalla distribuzione dei momenti applicati. Le formule di stabilità in generale hanno il vantaggio, essenzialmente insito nell'uso di curve di stabilità, di tener conto statisticamente di un gran numero di possibili imperfezioni, e della loro possibile interazione con le sollecitazioni applicate.

Il secondo approccio consiste nell'eseguire calcoli non lineari con effetti del secondo ordine partendo da configurazioni per le membrature non rettilinee bensì sbandate. Questo secondo approccio pone non pochi problemi, sia perché obbliga ad eseguire calcoli non lineari (sia per legge costitutiva che per geometria), sia perché la geometria sbandata iniziale deve essere essa stessa

variata, ancorchè la norma consenta di non farlo se non in una direzione per volta (5.3.2.(8)). Di fatto questo secondo approccio non è usato se non in casi particolari e non si è ancora affermato come il mezzo normale per eseguire le verifiche di pressoflessione su membrature singole.



Le curve di stabilità di normativa (a_0 , a , b , c , d) consentono di tenere conto delle imperfezioni iniziali legate all'effetto $P-\delta$ ed alle autotensioni. Di fatto ad ogni curva di stabilità corrisponde una imperfezione iniziale secondo la tabella seguente, che riproduce la tabella 5.1 della norma:

Tab. 1.4 - Frecche iniziali e_0 per curva di stabilità (5.1)

CURVA DI STABILITÀ	e_0/L ANALISI ELASTICA	e_0/L ANALISI PLASTICA
a_0	1/350	1/300
a	1/300	1/250
b	1/250	1/200
c	1/200	1/150
d	1/150	1/100

Questa tabella sarebbe da usare con il secondo approccio ma è anche utile per capire che genere di imperfezioni corrispondano a ciascuna curva di stabilità di normativa, consentendo quindi, nei casi non normati, o in casi particolari di profili normati, di avere una idea di come scegliere la curva di stabilità pertinente.



Figura 1.5
Curve di stabilità
di EN1993-1-1