

5. 鋼構造及び鋳造鋼（システムティック改修）

5.1. 概要

本章では鋼構造の部材及び構造要素（架構等）の改修対策について説明する。鋼構造ビルのシステムティック改修に必要な情報を、図 1 - 1 に示す処理フローのステップ 4 B のとおり、ここで述べる。歴史的側面については節 5.2 で簡単に触れ、コメントリ - で詳述する。

節 5.3 は新築及び既存構造物の材料特性について説明し、非線形手順を用いる為の材料試験要求仕様を記す。設置材料の特性に関する仮定の信頼性を測る因子は 係数に含まれる。係数は既存条件に対する知識の正確性を明らかにするために用いる。設置済みの材料に対する評価方法についても述べる。

節 5.4 及び 5.5 は鋼構造フレーム架構及びブレース架構の特性を述べる。線形及び非線形手順に対して要求される各鋼構造要素の剛性と強度特性は、3 章に述べた。スティッフネス及び耐力の許容基準も同時に挙げ、2 章の表 2 - 1 , 2 - 3 及び 2 - 4 の中で議論されている。これらの節では、適当な改修戦略選択につてのガイダンスも用意した。

旧及び新要素を持つ評価システムに対する適した手順を議論する。コンクリート及びレンガで覆った鋼構造架構は簡単に述べるが、これらのシステムの挙動と構構造要素の応力評価の手順は、6 章（コンクリート）と 7 章（レンガ）に挙げる。レンガ壁付き鋼構造は、本章及び 7 章で述べる。

節 5.8 は鋼構造ビルにおいて見られる典型的な床に対する技術特性を述べる。これらには剥き出しの金属デッキ、上部をコンクリートの合成デッキ、上部にコンクリートを打つ非合成デッキ、水平構構造ブレース及び古風な床が含まれる。鋼構造ビルの木造床の特性と挙動は 8 章に載せる。

鋼性杭の技術特性とスティッフネス及び耐力の許容基準は節 5.9 に掲げる。杭の応力計算法は 4 章及びコメントリ - の 5 章に述べる。

5.2. 歴史的側面

鋼構造要素の部材は柱、梁、ブレース、接合部、link beam（小梁？）及び床である。柱や梁及びブレースは板、山形鋼、及び溝型鋼をリベット、ボルト、溶接で接続し製作する。古い建築に用いられている材料は指定降伏強度 30 ksi から 36 ksi の柔鋼の可能性がある。非常に古い建築（1900 年以前）では鋳鉄がしばしば柱に使用されている。鋳鉄は次第に錬鉄そして鋼に置き換えられた。古い建築の接合部は通常軟鋼リベット及びボルトが使われた。後に高強度ボルトと溶接に置き換えられた。これらの要素の地震挙動は中にある材料の状況大きく依存する。コメントリ - の節 5.2 により詳細な歴史的側面を取り上げる。

1 章に示したように、歴史的ビルの他に類をみない特性を保存する為に、適応する改修アプローチと技術の選択には細心の注意を払わなければならない。

5.3. 材料特性及び状況調査

5.3.1. 概要

使われている材料特性の定量化と既存システム構成と状況の確認はビルを解析し又は評価する為に必要である。本節は、考慮すべき特性を確認し、それらの収集の為にガイドラインを供与する。状況の評価は既存ビルの耐震改修の計画と実行の重要な局面である。状況評価における重要なステップは視覚による調査の為にビルを訪れることである。

設置済みの材料の試験と状況評価をどの範囲・程度で行うかは、建設記録や竣工時の記録の入手可能性と精度、使用材料や建設の品質、構造体の物理的状況に関連する。要素と接合部の製造における特

性と使用されている材料の質のようなデータは現場での必要な試験の総量を軽減する。設計の専門家は原建設から利用可能な記録の調査・収集に努めるべきである。ここに与えられた要求仕様は節 2.7 に与えたものを補足する。

5.3.2. 既存材料と要素の特性

5.3.2.1. 材用特性

要素と接続部の機械的特性は、荷重の元での要素の構造的挙動を左右する。最も重要な機械的特性は、降伏強度と母材と接続材料の引長強度、ヤング係数、靱性、粘度、伸張特性 (elongational characteristic) 及び溶接性である。期待する降伏と引長応力は AISC (199a 及び b) で定義する名目値の代わりに用い、項目「期待耐力」は「名目耐力」の代わりに本書を通じて用いる。

これら特性の決定には建設時及びその後の補修の工事記録、建設時の材料の品質、使用性、条件の入手を要求される。

材料特性の決定にはサンプルの採取と試験を行うのが最も良い。サンプリングは断面欠損の影響を影響を最小化最小化するために、梁端のフランジと外部プレート端の一部のような応力の少ない場所が良い。標本のタイプと大きさは ASTM 標準に従わなければならない。機械的及び冶金学的特性は通常同じサンプルの実験室での試験から得られる。ボルトやリベットのような接続部試験の為に取り去るなら、同じ大きさのボルトを試験の間仮とめしておかなければならない。溶接継ぎ手の切り取りは、接合部を完全に補修しなければならない。

5.3.2.2. 要素特性

梁、柱、ブレースなどの要素の挙動は、断面積、幅厚比、及び細長比、横捩じれ座屈抵抗及び接合部詳細のような特性によって決まる。注目すべき要素特性は下記のとおり。

- 断面形状と寸法
- カバープレート、ブレース、補剛材を含む付加材の大きさと厚み
- 最も厳しい断面の既存断面積、断面係数、断面 2 次モーメント、捩じれ特性
- 建設時における中間部接合や継手、端部接合の形態
- 変形の状態も含めて、ベース金物の物理的状态と接続金物

これらの特性の夫々が地震解析におけるビルの挙動を特徴づける。要素特性を確立するスタート点は建設時記録である。これらの記録の初期吟味は垂直及び水平荷重を伝達する架構や系及び限界要素と接合部である。ビルの図面の完全なセットがない時、設計専門家は、節 5.3.3 に示すようにこれらの架構と要素を特定する綿密な調査を通じて実行する為の試験方法を指揮しなければならない。

劣化のない場合には、統計的解析によれば、部材の平均断面サイズは AISC や AISI その他の組織によって公表されている公称値と同等である。これらのサイズのばらつきも小さい。

5.3.2.3. 特性定量化の試験方法

現場の材料と要素の機械的特性を得るために、保証された破壊もしくは非破壊テストの方法を使用する必要がある。必要な精度を得るために、機械的特性を実験室で決定しなければならない。降伏引張り強さ、伸縮性、シャルピー切り欠き靱性 (charpy notch toughness) を含む特別な研究室の試験情報を調べなければならない。各試験の為に、ASTM によって発行された産業標準があり、従はなければならない。コメンタリーはこれらの特殊試験のための適用できる情報と参考文献を準備している。

鉄骨構造ビルの最も大切な関心事は、使われている材料の期待する降伏及び引長強さである。構造用鋼材と溶接金属の切れこみ強さは又地震の間の繰り返し荷重と変形を受ける接合部に対して重要である。化学的及び金属学的な特性は、母材に溶接し、厚み方向の応力による潜在的な傷のような - 特性上の情報を用意できる。事実上全ての鋼材要素の弾性および非弾性限界状態は降伏及び引張強さに関係する。過去の研究と産業グループによるデータの蓄積は最も主要な鋼材と加工の日付に対する材

料の機械的特性を公表する結果になる。節 5.3.2.5 はこの強度データを用意する。要素強度と変形解析に用いる為の期待強度特性を手早く確立するために、回復するサンプルテストと共にこのデータを用いることができる。

実験室から導かれた他の特性の見なおし - 固さ、衝撃、脆さ（亀裂）、披露 - は鉄鋼要素の性能決定には一般に必要なでないが、古い材料や接合部に対して必要になる。重要な改修手段ですすでに要求されていたとしても、これらの特性は解析段階では必要ではない。

溶接したパネルゾーン（モーメント接合部）の材料特性と解析挙動を保証する為に、より多くのサンプリングと実験が必要である。この試験は、溶接材の化学的・金属学的評価、強度決定、硬度、加熱影響部分及び近辺の母材金属母材の Y-notch 試験を予測及び他の接合部構成による他のテストを包含する。

耐震改修方法が必要なら、又、既存要素との溶接接合が必要なら、既存要素と同じ炭素含有量を決めなければならない。適当な溶接手順は母材とフィラーの化学的性状に基づく（例えば IIW 炭素同当式における要素）ANSI/AWSD1.1 構造溶接基準の最新版節 8 と関連コメントリ - 参照。FEMA267（SAC,1995）にも同様の推奨があるので参照。

5.3.2.4. 最低必要な試験

期待する耐力及び他の既存材の正確な特性を保証する為に、時には代表的な要素による最低の試験が要求される。以前の状態のまま、原建築から得られるデータ、構造材のタイプ、希望する精度と既存材の品質・状態の最低限の試験を指摘される。構造材の入手は又試験プログラムを決定する要因である。代替として、設計専門家特殊なテストの代わりに節 5.3.2.5 に含まれる既定耐力特性値を利用することもできる。しかしながら、これらの既定値は、線形静的手順（L S P）に対して用いられるのみである。

構造用鋼材の材料特性は他の建設材のそれより多様である。事実予期する降伏点と引張強度は通常認められる指定した値より高いと考えられる。結果として、材料特性に対する試験は鋼材のそれより変化が大きい。結果として材料特性の試験は要求されない。鋳鉄の特性は鋼鉄のそれより変動が大きい。鋳鉄要素の強度は、要素の挙動が通常不純物や他の欠陥に支配されるので、小さいサンプル試験から決定できない。表 5 - 1 に与える鋳鉄の圧縮強度最低の既定値を使用するよう推奨する。

期待する降伏力（ F_{ye} ）と引張力（ F_{te} ）を決定の為のガイドラインは下記のとおり。

- 建設時の特性を決定した記録 - 材料試験記録又は材料試験報告書（M T R） - が有れば、設計専門家の判断時に材料試験を行う必要はない。表 5 - 2 から規定値を使用することも来る。もし歴史的データの確証が利用可能なら、設計専門家の判断時により大きい値を採用することができる。もし関連する接合部により大きな応力を生じる仮定なら、より大きな値を用いるべきである。
- 建設時の特性を決定した記録が不足しているか無く、建設の日が分かっている炭素鋼であることが確認できる一種類の材料が使用されていれば、最低 3 個の断片を各要素タイプから無作為に切り取るべきである。表 5 - 2 に与える控えめな材料特性を、設計専門家の判断時に試験の代わりに用いる事ができる。
- 構造システムと使用材料の既存の資料が無ければ、最低 2 個の引張り試験片を 4 層毎に各要素タイプから切り取らなければならない。試験の結果、複数の材料グレードがあれば、要素加工における各グレードに対して使用の範囲が確立するまで、追加試験を繰り返さなければならない。全ての要素が鋼で作成されていれば、要求仕様は直接この前に続ける事ができる。
- 用いられた溶接当て板金属と処理を明示した建設記録が無い場合、各建設タイプ毎に最低 1 個の溶接サンプルを試験用に採取しなければならない。サンプルは、接続部の合成応力を導けるように、母材と溶接金属の両方でなければならない。鋼材と溶接当て板材特性は、節 5.3.2.3 から得なければならない。破壊的性質から修理が必要となるので、溶接に関する記録の原本があれば、設

計専門家がさらに正確な情報を要求しない限り、規定値の耐力特性が代用されることもある。もし溶接部の付近で靱性と耐久力が要求されるなら、設計専門家は試験の代わりに靱性がないと控えめな仮定をして良い。この場合には接合部を変更しなければならない。溶接を用いた骨組み架構に対する特殊な要求仕様は FEMA267 (SAC,1995) 及び ANSI/AWSD1.1 構造溶接基準の最新版を参照の事。

- ボルトとリベットに対する試験仕様は上記のようにたの鋼材要素に対するものと同様である。試験の代わりに表 5 - 2 から規定値を使っても良い。
- 鋳造品を除く、錬鉄を含む古い材料に対しては、最低 3 個の強度試験片を 4 層毎に各要素タイプから切り取らなければならない。設計専門家の判定において、大きな変動が見られた時には、許容耐力値を得られるまで、追加の試験を行わなければならない。もし、最初の試験で材料特性が表 5 - 1 に与える特性と矛盾しなければ、6 層毎に試験を行えば良い。

全ての実験室試験結果に対して、平均降伏及び引張力は要素耐力計算に対して予期する力と考えて良い。

他の材料特性に対して、設計専門家は試験のタイプに対する特殊な必要性を決定し、上記の事項と矛盾しない適当な規約を確立しなければならない。一般に、3 回の試験の最低値を使う事を推奨する。結果により高度な自信を望むなら、サンプルのサイズを ASTM 標準 E 22 ガイダンスを用いて決定すべきである。代わりに、節 5.3.2.5 から上記注意のサンプルサイズを縮小して大きな自信を得るために Bayesian 統計に連動して材料グレードの重要な知識を用いれば良い。設計専門家はこの点にコメントリ - に含まれる手順を用いれば自信を深められる。

5.3.2.5. 特性の既定値

主たる金属材料特性に対する期待耐力の既定値は表 5 - 1 , 5 - 2 に含まれる。これらの値は前記研究の平均から 2 以下の控えめな値である。建設されたビルの特異な時代の為に、実行した材料試験の結果をこれらの表の値と比較する事を薦める。試験から決定した降伏値及び引張力の期待値が既定値より低ければ、更に試験を行う。

材料強度特性の既定値は線形静的及び動的解析手順にのみ用いる事が出来る。非線形手順に対しては試験プログラムから決定した期待強度は上記を用いなければならない。非線形解析手順はコメントリ - 節 C5.3.2.5 に述べる低減した試験仕様を用いる。

5.3.3. 状況評価

5.3.3.1. 概要

既存ビルの状況及び立地条件の評価は耐震改修過程の一部として実行すべきである。評価のゴールは：

- 主材及び二次部材の物理的状況と劣化の有無を調べる。
- 要素と接合部の存在と構成及び要素、構成要素及びシステム間の荷重パスの連続性の検証又は決定。
- ビルの挙動に影響する他の状況 - 隣接隔離壁とビル、非構造要素の存在又は改修に対する制約等 - を再調査。
- 知識要素選択の基礎の制作 (節 5.3.4 参照)

既存要素と構成要素及び接合部の物理的状況は劣化の有無に対して調べなければならない。劣化は環境の影響 (例えば腐食、火災、化学的衝撃) 又は過去 / 現在荷重の影響 (例えば過載荷、過去の地震損傷、疲労、亀裂) を含む。状況評価は、最近の地震で見ると、不連続要素の影響、不適切な溶接、適合性の悪さなど、配置問題に対する検討を必要とする。要素の方向、立て入れ及びサイズは、

評価の間に確認しなければならない。鋼材要素、構成要素及びシステムの接合部は特別な配慮と評価を必要とする。システムに対する荷重の流れを決定し、流れにおける各接合部を評価しなければならない。これには床から要素、要素から要素、の接合部を含む。FEMA267 (SAC,1995)には溶接構造モーメント架構の調査の方法が載せられている。

状況評価は又鋼製部材とシステム及びビル全体の挙動に影響を及ぼすその他の条件を再吟味する機会をもたらす。特に重要なものは、隙間、隣接ビル、付属物の取りつけ具を含む、鋼製システムの挙動を弱めるかもしれない要素や構成要素である。既存の覆い、壁、及び天井空間、間隙、や他の条件によって隠されている制約については、慎重な改修策を計画するよう決めなければならない。

表 5 - 1 材料特性の既定値¹

ミルのカタログに記載されている許容荷重の表に使用された初期の時代の応力度

鑄 鋼 ¹		
年代	ミル型	期待降伏強度, ksi
1873	Carnegie Kloran & Co. (安全係数 3)	21
1874	New Jersey Steel & Iron Co.	18
1881-1884	Carnegie Brothers & Co., Ltd	18 15
1884	The Passaic Rolling Mill Co.	18 15
1885	The Phoenix Iron Company	18
1885-1887	Pottsville Iron & Steel Co.	18
1889	Carnegie Phipps & Co., Ltd	18 15
鋼 ¹		
1887	Pottsville Iron & Steel Co.	23
1889-1893	Carnegie Phipps & Co., Ltd.	24
1893-1908	Jones & Laughlins Ltd.	24
	Jones & Laughlins Ltd.	18
1896	Carnegie Steel Co., Ltd.	24
1897-1903	The Passaic Rolling Mill Co.	24 18
1898-1919	Cambria Steel Co.	24 18
1900-1903	Carnegie Steel Co.	24
1907-1911	Bethlehem Steel Co.	24
1915	Lackawanna Steel Co.	24 18

1. AISC “Iron and Steel Beams from 1873 to 1952” の応力度値から修正。

表 5 - 2 期待材料強度既定値¹

A S T M 及び A I S C 構造用鋼材許容応力度の歴史

日付	仕様	注釈	ASTM 仕様	
			期待引張強度 ² F _{te} , ksi	期待降伏強度 ^{2,3} F _{ye} , ksi
1900	ASTM, A9	リベット鋼	50	30
	Buildings	中鋼	60	35
1901-1908	ASTM, A9	リベット鋼	50	1/2 T.S.
	Buildings	中鋼	60	1/2 T.S.
1909-1923	ASTM, A9	構造用鋼材	55	1/2 T.S.
	Buildings	リベット鋼	48	1/2 T.S.
1924-1931	ASTM, A7	構造用鋼材	55	1/2 T.S.
		リベット鋼	46	1/2 T.S.
	ASTM, A7	構造用鋼材	55	又は 30 以上 1/2 T.S.
		リベット鋼	46	又は 25 以上 1/2 T.S.
1932	ASTM, A140-32T : ASTM, A9 (Buildings) の暫定的改訂版	鋼板、形鋼、丸鋼	60	又は 25 以上 1/2 T.S.
		焼き鈍しAIA [*]	67	又は 33 以上 1/2 T.S.
1933	ASTM, A140-32T 廃止。ASTM, A9 (1933.10.30 改訂)	構造用鋼材	55	又は 36 以上 1/2 T.S.
	ASTM, A9 : ASTM, A9-33T (Buildings) の暫定的改訂版	構造用鋼材	60	又は 30 以上 1/2 T.S.
	ASTM, A141-32T を標準規格 として採用	リベット鋼	52	又は 33 以上 1/2 T.S.
1934 以降	ASTM, A9	構造用鋼材	60	又は 28 以上 1/2 T.S.
	ASTM, A141	リベット鋼	52	又は 33 以上 1/2 T.S.
1961 以降	ASTM, A36	構造用鋼材		又は 28 以上
		Group 1		37
		Group 2	54	35
		Group 3	52	32
		Group 4	53	30
	ASTM, A572, Grade50	Group 5	61	35
		構造用鋼材		
		Group 1	56	41
		Group 2	57	42
		Group 3	60	44
		Group 4	62	43
		Group 5	71	44
		Dual Grade		
		Group 1	59	43
Group 2	60	43		
Group 3	64	46		
	64	44		

1. AISC “Iron and Steel Beams 1873 to 1952”より複写

2. この表に示した値は平均標準偏差の 2 倍を取り、「広幅構造用鋼材の引張データ統計解析」からコピーした。原本はミルテストから 10%低減した値である。

3. T.S. = 引張強度

5.3.3.2. 範囲と手順

状態調査の範囲は、鉛直及び水平荷重に抵抗する、全ての主構成要素と要素を包含しなければならない。評価の程度は又（節 5.3.4 参照）用いる 因子に関連して実行する。被覆材や他の遮蔽材があれば、小穴を開けファイバースコープを用いて、間接的に綿密な視覚調査を行う。

被覆その他の障害物が有るときは、穴あけ及びファイバースコープを通しての間接視覚検査を用いる。この方法が不適正の場合には、部分的に被覆を除去することが必要になる。次のガイドラインを使用する。

- 詳細な設計図が有れば、接合部タイプに対して、主たる接合部毎に最小限一箇所の被覆除去を行う。設計図通りで有れば、サンプルは代表していると考えて良い。もし差が見つかったなら、設計専門家が評価と改修を続ける適正な知識を得るまで、そのタイプの主接合部から他の被覆の除去を行わなければならない。
- 施工図がない場合、設計専門家は信頼できる評価と改修に必要なビルの知識を得る検査手順を確立する。コンクリートに被覆された鉄骨構成要素に対して、新たな横力抵抗システムを備えることがより経済的である。

要素と接合部の物理的状況は又、破壊及び非破壊試験方法の利用を左右する。鉄骨構成要素が防火金属で被覆されるか、耐久性のコンクリートで覆われていれば、その条件は適している。しかし、部分的に接合部で材料が欠けている場合には評価を実行しなければならない。この剥離効果は要素と構成要素の設計によって左右される。例えば、ブレース架構においては、物理的条件が許容でき、構成が設計に合っているなら、数箇所のキー接合部の被覆除去で充分である。しかし、モーメント架構の場合、接合部の設計の変更と臨界的な性質の為により多くの接合部の被覆除去が必要である。FEMA267（SAC,1995）溶接モーメント架構の検査参照。

5.3.3.3. 結果の定量化

状況評価の結果は地震挙動の評価におけるビルシステムモデルの準備に用いられる。この作業を円滑に行うため、次のような具体的な問題を取り上げることで、状況評価の結果を数値化し、限定する。

- 部材の断面特性とサイズ
- 接合部の形態と偏芯の存在
- 柱継ぎ手のタイプと位置
- 横抵抗システムにおける非構造要素と関連部材の相互作用

既存要素の許容基準は構造システムと材料特性（前に述べたような）の条件に関する設計専門家の知識に依存する。利用可能な施工記録と建設時条件の間の知り得た全ての変動は構造解析において計算し、考慮しなければならない。

5.3.4. 知識（ ）因子

節 2.7 及び表 2 - 16 と 2 - 17 に述べたように、要素耐力と許容変形の計算は知識（ ）因子を利用しなければならない。線形手順を解析に使う場合に対して、2種類の がある。本節においては、の選択を行わなければならない金属構造構成要素に対する特殊な仕様について言及する。

1.0 の 因子は主及び2次要素及び荷重パスについて周到な評価を行うときに用い、節 2.7 の仕様に合致する。1.0 の 因子に対する追加の仕様は節 5.3.3 に従って条件評価を行う場合である。一般に、建設記録が利用可能なとき、1.0 の 因子を用いる。

建設時要素又は接合部の構成及び条件を適切に把握できないとき（設計記録が使えず、節 5.3.3 に従う状況評価を周到に行うのに経費がかかり過ぎるとの設計専門家の判断において）最終要素評価に用

いる 因子は 0.75 に縮小しなければならない。0.75 の 因子は全ての鋳造及び錬鉄要素及び接合部に用いなければならない。建設記録に限界があり構成と条件の知識が不完全な被覆された要素に対しては、0.75 の 因子を用いなければならない。更に、0.75 の 因子を用いる鋼製モーメント及びブレース架構は接合部の詳細の知識が不完全な場合である。又、コメンタリーC2.7.2 を参照のこと。

5.4. 鋼構造モーメント架構

5.4.1. 概要

鋼構造モーメント架構は梁、柱の曲げとパネルゾーンのせん断を通して地震抵抗力を作る架構である。部材との間に計算可能な抵抗力を有する曲げ抵抗接合が必要である。架構は使用される接合部のタイプ及び部材の局部的全体的安定性によって分類される。モーメント架構のみが地震荷重に抵抗する為に作用するか、二重システムを作る為にコンクリート又は石造のせん断壁または鋼製ブレースと連携して作用する。新しい二重システムの特異な設計規則は AISC (1994a) 及び BSSC(1995)に含まれている。

柱、梁及び接合部はモーメント架構の要素である。梁及び柱はプレート、アングル及びチャンネルからの組立加工材、鋳造又は錬鉄部品、加熱ロール材又は冷間成型鋼材である。組立加工材はリベット、ボルト又は溶接によって組立てる。部材間の接合部は完全抑制 (FR) と部分抑制 (PR) 又は非抵抗 (単純せん断またはピン) である。要素は純鉄骨、防火用の非構造材で鋼材を被覆又は防火被覆のコンクリート又は石造を使用する。

本書では架構を二つのタイプに分類する。完全抵抗 (FR) モーメント架構は接合部の変形から横変位の 5 %未満の架構である。部分抵抗 (PR) モーメント架構は接合部からの変形が横変位の 5 %以上の架構である。各ケースにおいて、5 %の値を梁 - 柱変形に負う変位のみで、柱パネルゾーン変形からの結果は加えない。

5.4.2. 完全抵抗モーメント架構

5.4.2.1. 概要

完全抵抗モーメント架構 (FR) は固定接続を持つモーメント架構である。接続部は少なくとも二つの部材の弱い方と同じ強さでなければならない。接続部の変形は架構の合計水平変位の 5 %未満 (パネルゾーンの変形は含まない) の寄与でなければならない。この二つの条件が満足されなければ、架構は部分的な抵抗に区分される。1950年代の終りからFRモーメント架構に用いる最も普通の梁 - 柱接合は、梁フランジの完全接合部貫通溝溶接を用いて柱フランジに溶接することが必要になった。これら多くの接合部は最近の地震の間に脆性破壊した。設計専門家はコメンタリーと FEMA 267 (SAC,1995) を参照の事。

完全抵抗モーメント架構は、ASIC(1994a)のパート6にある鋼構造ビルの地震条項 (Seismic Provisions for Structural Steel Buildings) で定義した特別モーメント架構と通常モーメント架構の双方を含む。これらの項は本ガイドラインでは使用していないが、これらのシステムに対する要求仕様の殆どはASIC(1994a)に反映されている。ASIC(1994a)またはBSSC(1995)に示す鋼製要素の通常もしくは地震設計に対する要求仕様は、本ガイドラインで破棄されていない限り、継続している。全ての場合、期待する強度は F_y を F_{y_e} に置き換えて名目上の設計強度の代わりに用いることになる。

5.4.2.2. 解析用スティッフネス

A. 線形静的及び動的手順

軸方向断面積 ロール又は組立て形状の断面積を使用する。組立て断面に対して、有効断面積は、適切な荷重転移機構でなければ、減少しなければならない。コンクリートで完全に包んだ要素に対して、コンクリートの大半が地震の後も残るなら、スティッフネスは完全な合成作用をすると想定して計算することができる。合成作用は、適切な荷重転移とコンクリートの靱性を保証できなければ、強度に対して想定してはならない。

せん断断面積 これは標準技術手順に基づく。組立断面、コンクリート被覆構成要素、及び床と床小梁の合成作用に関する上記コメントを適用する。

断面 2 次モーメント 被覆のない鉄骨架構における鉄骨梁及び柱の合理的なスティッフネスの計算は、標準技術基準に従う。コンクリート被覆の要素に対して、スティッフネスは要素応力に含まれるが、合成断面の幅は鋼材のフランジ幅等しく取り、コンクリートと鋼材の間に適正で同一と認められる剪断力伝達がなければ、床スラブの部分を含めない。

接合部モデル化 パネルゾーンのスティッフネスはプログラムにパネルゾーン構成要素を加えることによって架構解析に加えることができる。梁の曲げスティッフネスは又パネルゾーンスティッフネス又は柔性及びコンクリート被覆のスティッフネスを調整できる。他の場合に対して、中心線解析を使用する。強化部材は既存部材と同様にモデル化する。パネルゾーンを明確にモデル化するプログラムが利用できないとき、下記に示す P R モーメント架構のスティッフネスの計算に対する提案する概略手順をパネルゾーン効果をモデル化するのに用いることができる。

接合部 F R モーメント架構の接合部に対するスティッフネスのモデル化は接合部変形による架構変位に与える影響が大きくない ($< 5\%$) ので必要ない。接合部の強度は期待モーメント強度と梁 - 柱接合部における梁の剪断力を伝達するに充分でなければならず、標準技術手順を用いて計算する。3 タイプ接合部は現在、潜在的に完全に抵抗すると認識されている。:(1) 完全貫通 (full-pen) 梁フランジと柱フランジを溶接し、柱フランジと梁ウェブをボルト又は溶接で剪断接合 ; (2) フランジプレート接合 ; (3) エンドプレート接合。フランジプレート又はエンドプレート接合が完全拘束と考えるにはあまりに柔らかすぎるか、弱すぎる場合、部分的拘束と考えなければならない。P R 接合としてこれら二つの接合に対する強度とスティッフネス特性は節 5.4.3 及びコメントリ - で議論する。

B . 非線形静的手順

- 節 5.4.2.2A に要綱を示すような弾性要素特性を用いる。
- 適当な非線形モーメント曲線と梁及び塑性化を表現する梁 - 柱の相互作用関係を用いる。これらは実験もしくは解析から導くことができる。
- パネルゾーンの線形及び非線形を包含しなければならない。

より合理的な解析の代わりに、表 5 - 4 及び図 5 - 1 (鋼構造モーメント架構、ブレース架構及び板壁の要素に対する近似的、一般化した荷重 - 変形曲線) 荷重 - 変形曲線の部分全ての詳細を用いることができる。この曲線は弾性勾配の 3 % の歪硬化勾配を想定して修正することができる。実験によって検証できるならより大きな歪硬化勾配を用いても良い。パネルゾーン降伏が生じるなら、6 % 又はそれ以上の歪硬化勾配をパネルゾーンに対して用いるべきである。全ての要素に対して、歪硬化を考慮する事を推奨する。

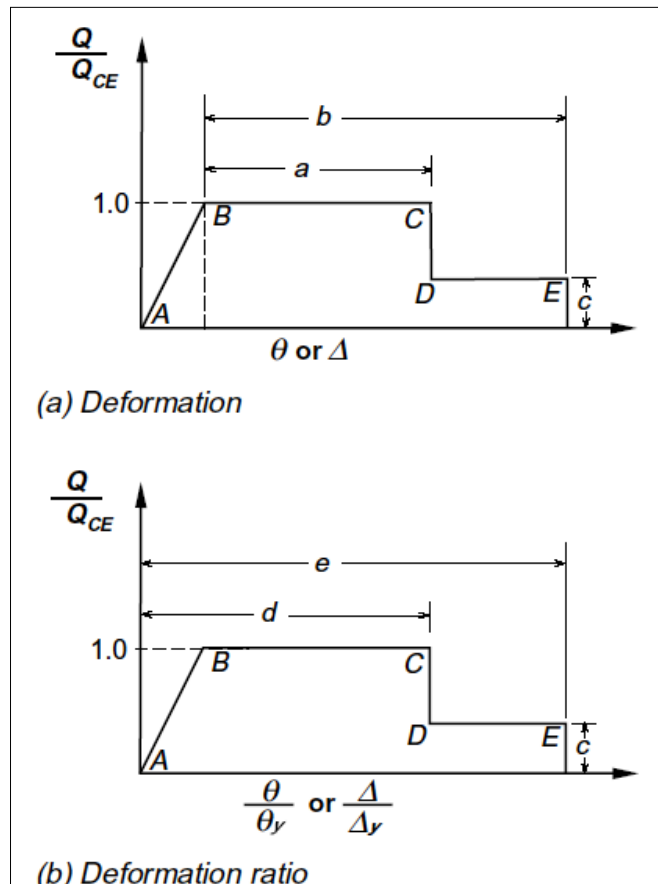


Figure 5-1 Definition of the a, b, c, d, and e Parameters in Tables 5-4, 5-6, and 5-8, and the Generalized Load-Deformation Behavior

図5-1におけるパラメータ Q と Q_{CE} は一般化した要素荷重と一般化した要素に対する期待強さである。梁及び柱に対して θ_y は梁又は柱の塑性回転角、 θ は降伏点における回転角、 Δ は変形そして Δ_y は降伏変形である。パネルゾーンに対して、 θ_y はラジアン単位のせん断変形角である。図5-2は梁に対する弦回転角(部材角)を定義している。梁全体の弦回転角(部材角)は降伏回転角 θ_y に塑性回転角を加えたものと推定できる。代わりに、弦回転角を層変位に等しいと推定できる。鋼製要素の実験結果はしばしば弦回転角の項で示される。式5-1と5-2で示す θ_y の式は、近似値であり、梁及び柱の中間点を反曲点とする仮定に基づいている。

$$\text{梁に対して: } \theta_y = \frac{ZF_{ye}l_b}{6EI_b} \quad (5-1)$$

$$\text{柱に対して: } \theta_y = \frac{ZF_{ye}l_c}{6EI_c} \left(1 - \frac{P}{P_{ye}}\right) \quad (5-2)$$

Q と Q_{CE} は夫々、一般化した要素荷重と一般化した要素に対する期待強さである。梁及び柱に対して塑性モーメント耐力は、

$$\text{梁: } Q_{CE} = M_{CE} = ZF_{ye} \quad (5-3)$$

$$\text{柱: } Q_{CE} = M_{CE} = 1.18ZF_{ye} \left(1 - \frac{P}{P_{ye}}\right) \leq ZF_{ye} \quad (5-4)$$

$$\text{パネルゾーン: } Q_{CE} = V_{CE} = 0.55F_{ye}d_c t_p \quad (5-5)$$

ここに

- d_c = 柱成 (in. インチ)
- E = ヤング係数 (ksi)
- F_{ye} = 材料の期待降伏強度 (ksi)
- I = 断面2次モーメント (in.⁴)
- l_b = 梁長 (in.)
- l_c = 柱長 (in.)
- M_{CE} = 期待モーメント耐力
- P = 部材軸力 (kips)
- P_{ye} = 部材の期待降伏軸力 (kips)
- Q = 一般化要素荷重
- Q_{CE} = 一般化要素期待耐力
- t_p = 二重プレートを含めた合計パネルゾーン厚さ (in.)
- θ = 弦回転角 (部材角)
- θ_y = 降伏回転角
- V_{CE} = 期待せん断耐力 (kips)
- Z = 塑性断面係数 (in.³)

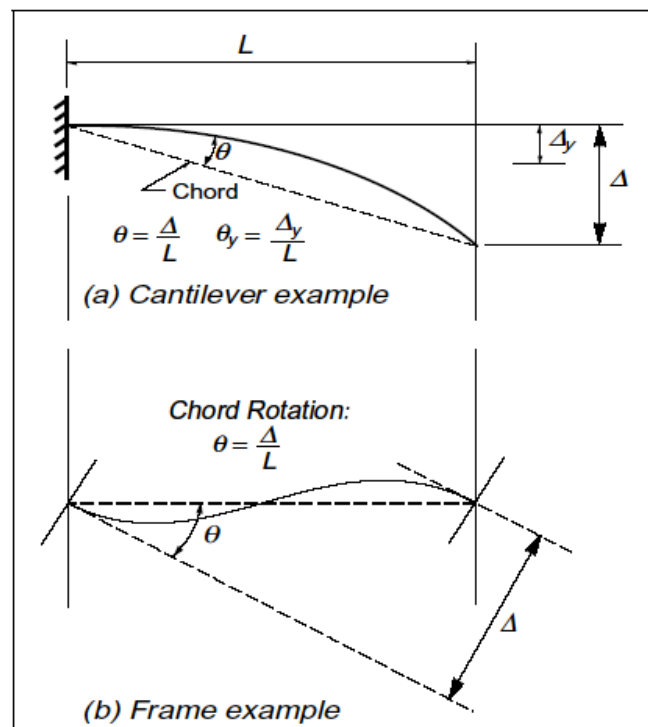


Figure 5-2 Definition of Chord Rotation

C . 非線形動的手順

各要素の完全挙動履歴を適切にモデル化しなければならない。この挙動は実験によって検証しなければならない。この手順は、殆どの場合推奨できない。

5.4.2.3. 強度及び変形許容基準

A . 線形静的及び動的手順

これらのモデルに対する耐力と変形の許容基準は三章における式 3 - 18 及び 3 - 19 に示す荷重と変形の関係を満足しなければならない。FR モーメント架構に存在する要素の設計耐力は、 ϕ を 1.0 に取る場合を除いて、節 5.4.2.2 または AISC(1994a) パート 6 に示す設計耐力の適切な式を用いて決定しなければならない。AISC(1994a) に示す設計上の制約には、特に本ガイドラインの条項で破棄しない限り、従わなければならない。

要素許容力の式は式 3 - 18 の期待要素耐力 Q_{CE} 、式 3 - 19 の要素下限耐力、 Q_{CL} 及び式 3 - 18 に対して表 5 - 3 に示すような要素応力修正係数 m の知識を必要とする。FR モーメント架構要素に対する Q_{CE} 及び Q_{CL} の値は本節に示す。 Q_{CE} 及び Q_{CL} は夫々変形制御及び荷重制御に用いる。 m の値は直接占有、生命安全及び崩壊防止挙動レベルに対して表 5 - 3 に示す。

【梁】 梁及び他の撓み部材の設計耐力は、降伏、横ねじり座屈、局部フランジ座屈、ウェブのせん断降伏の限界状態に従って求める下限の値である。地震の間に鉄筋の制約で、コンクリートがその位置に残ると期待できる完全に被覆の梁に対しては、 m 決定の目的に際して $b_f = 0$ 及び $L_p = 0$ を仮定する。

その主たる軸に曲がり、両軸に対象、 $\frac{b_f}{2t_f} < \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$ (compact section) 及び $l_b < L_p$ である裸の梁に対しては、 m の値を表 5 - 3 に示し、且つ、

$$Q_{CE} = M_{CE} = M_{pCE} = ZF_{ye} \quad (5 - 6)$$

である。ここに、

b_f = 圧縮フランジ巾 (in.)

t_f = 圧縮フランジ厚 (in.)

l_b = 梁長さ (in.)

L_p = AISC (1994a) による等分布曲げの完全塑性曲げ耐力に対する横架材間長さ (in.)

M_{CE} = 期待曲げ耐力 (kip-in.)

M_{pCE} = 期待塑性曲げモーメント耐力 (kip-in.)

F_{ye} = 実験によって決めるか、表 5 - 1 又は 5 - 2 に示す期待平均降伏耐力 (kip-in.)

$\frac{b_f}{2t_f} > \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$ 及び $l_b > L_p$ なら、 m の値を表 5 - 3 から求める。モーメント図が等分布でなく、且つ

$L_p < L_b < L_r$ で、公表曲げ耐力が M_{pCE} である場合には、 m の値を表 5 - 3 から求める。もし、

$M_{CE} < M_{pCE}$ が横ねじり座屈を引き起こすなら、 m の値は次式の m_e でなければならない。

$$m_e = C_b \left[m - (m-1) \frac{(L_b - L_p)}{L_r - L_p} \right] \leq 8 \quad (5 - 7)$$

ここに

- L_b = 圧縮フランジの横変形おさえ間距離または断面ねじり防止止め間距離 (AISC、1994a 参照)
- L_p = 有効完全塑性曲げモーメント耐力に対する横振れ止め間限界長さ (AISC、1994a 参照)
- L_r = 梁の弾性横ねじり座屈が崩壊を引き起こす限界横支点間距離 (AISC、1994a 参照)
- m = 表 5 - 3 に示す m の値
- m_e = 式 5 - 7 に示す m の値
- C_b = 不等分布曲げモーメントの場合の有効修正係数 (AISC、1994a 参照)

梁耐力が固めていないウェブのせん断耐力に支配され、 $\frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{F_y}}$ の時、

$$Q_{CE} = V_{CE} = 0.6 F_{ye} A_w \quad (5 - 8)$$

ここに

- V_{CE} = 期待するせん断耐力 (kips)
- A_w = 公表ウェブ断面積 = $d_b t_w$ (in.²)
- t_w = ウェブ厚 (in.)
- h = 圧縮フランジの内側から引張フランジの内側までの距離 (in.)

この場合に対して、梁に対して表 5 - 3 の a 行の値を使用する。もし $\frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{F_y}}$ なら、 V_{CE} の値を

AISC (1994a) パート 6 の項目から計算しなければならず、 m の値は 8 以下の、技術的判断を用いて選ばなければならない。

ローカルフランジの限界状態と横ねじり座屈は、弱軸についての曲げに支配されるか、完全に鉄筋コンクリートに包まれている要素には適用しない。

組立材に対して、強度はせん断力を伝えるラチスの強度に支配されるかもしれない。この場合、ラチスが要素のような靱性を持たず、実験もしくは解析によってより大きな値に修正できないなら、表 5 - 3 における m の値を 0.5 倍して設計しなければならない。完全にコンクリートで補強した組立てラチスの梁及び柱は、地震の後被覆材の殆どがその場所に残ると期待されるなら、ラチスの局部座屈を問題にしない。

【柱】 圧縮のみを受ける鋼製柱の下限強度 Q_{CL} は座屈の限界応力、フランジの局部座屈又はウェブの局部座屈によって下限値を求める。有効設計強度は AISC(1994a)パート 6 に示す項目に従って計算しなければならないが、既存の要素に対しては $\phi = 1.0$ と F_{ye} を用いるべきである。許容値は本ガイドラインの式 3 - 19 によるが、これは荷重制御部材の場合である。

鋳造柱の下限強度は、

$$P_{CL} = A_w F_{cr} \quad (5 - 9)$$

として計算する。

ここに、

$$l_c / r \leq 108 \quad \text{に対して} \quad F_{cr} = 12 \text{ ksi}$$

$$l_c / r > 108 \quad \text{に対して} \quad F_{cr} = \frac{1.4 \times 10^5}{(l_c / r)^2} \text{ ksi}$$

鋳造柱は軸方向圧縮力のみ伝達する。

軸力と曲げ応力の組合せの掛かる鋼製柱は変位制御で考慮するべきで、下限限界強度は式 5 - 10 または 5 - 11 によって計算するべきである。

$\frac{P}{P_{CL}} \geq 0.2$ の場合

$$\frac{P}{P_{CL}} + \frac{8}{9} \left[\frac{M_x}{m_x M_{CEx}} + \frac{M_y}{m_y M_{CEy}} \right] \leq 1.0 \quad (5 - 10)$$

$\frac{P}{P_{CL}} < 0.2$ の場合

$$\frac{P}{2P_{CL}} + \left[\frac{M_x}{m_x M_{CEx}} + \frac{M_y}{m_y M_{CEy}} \right] \leq 1.0 \quad (5 - 11)$$

ここに、

P = 柱の軸力 (kips)

P_{CL} = 柱の期待圧縮強度 (kips)

M_x = 部材の x - 軸に対する曲げモーメント (kip-in.)

M_{CE_x} = 部材の x - 軸に対する期待曲げ強度 (kip-in.)

M_{CE_y} = 部材の y - 軸に対する期待曲げ強度 (kip-in.)

M_y = 部材の y - 軸に対する曲げモーメント (kip-in.)

m_x = x - 軸について柱曲げに対する m の値

m_y = y - 軸について柱曲げに対する m の値

圧縮と曲げの組合せが作用する柱については、ねじり座屈を防止するために横ブレースを AISC(1994a)に従って設ける。

【パネルゾーン】 パネルゾーンの強度は式 5 - 5 に示すように計算するべきである。

表 5 - 3 線形手順の許容基準 - 完全拘束 (F R) モーメント接合					
部材 / 応力	線形手順に対する m 値 ⁸				
	主部材			2 次部材	
	IO m	LS m	CP m	LS m	CP m
モーメント架構					
梁 :					
a . $\frac{b}{2t_f} < \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$	2	6	8	10	12
b . $\frac{b}{2t_f} > \frac{95}{\sqrt{F_{ye}}}$	1	2	3	3	4
c . $\frac{52}{\sqrt{F_{ye}}} < \frac{b}{2t_f} < \frac{95}{\sqrt{F_{ye}}}$ については、線形内挿					
柱 :					
P/P _{ye} <0.20 に対して					
a . $\frac{b}{2t_f} < \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$	2	6	8	10	12
b . $\frac{b}{2t_f} > \frac{95}{\sqrt{F_{ye}}}$	1	1	2	2	3
c . $\frac{52}{\sqrt{F_{ye}}} < \frac{b}{2t_f} < \frac{95}{\sqrt{F_{ye}}}$ については、線形内挿					
柱 :					
0.2<P/P _{ye} <0.50 に対して ⁹					
a . $\frac{b}{2t_f} < \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$	1	_ 1	_ 2	_ 3	_ 4
b . $\frac{b}{2t_f} > \frac{95}{\sqrt{F_{ye}}}$	1	1	1.5	2	2
c . $\frac{52}{\sqrt{F_{ye}}} < \frac{b}{2t_f} < \frac{95}{\sqrt{F_{ye}}}$ については、線形内挿					
パネルゾーン	1.5	8	11	NA	NA
完全抵抗モーメント接合⁷					
完全貫通フランジ溶接、ボルト又は溶接ウェブ接合 : 梁変形限界					
a . パネルゾーンの降伏無し	1	_ 5	_ 6	3	4
b . パネルゾーン降伏	0.8	2	2.5	2	2.5
1. $m=9(1-1.7P/P_{ye})$ 2. $m=12(1-1.7P/P_{ye})$ 3. $m=15(1-1.7P/P_{ye})$ 4. $m=18(1-1.7P/P_{ye})$ 5. $m=6-0.125d_b$ 6. $m=7-0.125d_b$ 7. 施工時記録から notch-tough クラスの溶接が使用されているなら、これらの値を 2 倍する。 8. 表面プレートが支配的な強度の組立部材なら、m の値を 1/2 とする。 9. P/P _{ye} >0.5 なら、柱は荷重制御と考える。					

【接合部】 定義によってFR接合部の強度は接続する部材の強度より最小限等しくできれば大きくする。ある特別な配慮をFR接合部にしなければならない。

【完全柱貫通溶接接合（Full-Pen）】 Full-Pen 接合（図5-3参照）は梁フランジを柱フランジに完全な penetration-groove-weld を用いて溶接したものである。ボルト又はせん断 tab は又柱ウェブに梁ウェブを接続ことも含まれる。Full-Pen 接合の強度と靱性は現時点では完全には理解できていない。建設時の品質、梁の l_b/d_b 比（ここに l_b は梁長さ、 d_b は梁成）、溶接材料、梁及び柱フランジの厚み、パネルゾーンのスティッフネスと強度、接合部構成、3軸の応力度、及び他の要因の関数である（SAC,1995参照）より広い研究の代わりに、Full-Pen 接合を持つ生命安全に対する m の値は

$$m = 6.0 - 0.125d_b \quad (5-12)$$

より大きくてはならない。

更に、パネルゾーンの強度が、梁によって伝えられる最大せん断力の 0.9 倍より小であれば、

$$m = 2 \quad (5-13)$$

とする。

【フランジプレートとエンドプレート接合】 これらの接合の強度は AISC(1994a 及び 1994b)に示すような標準慣行に従わなければならない。これらの接合に関する追加情報は節5.4.3.3以下に示す。

【柱ベースプレートとコンクリート杭キャップ又は基礎】 柱ベースプレートとコンクリート杭キャップ又は基礎との接合部の強度は通常柱の強度を越える。ベースプレートとその接合部の強度は溶接又はボルト、プレートの寸法、ベースプレートの期待降伏強度、 F_{ye} によって支配される。ベースプレートとコンクリートの間の接続はアンカーボルトのせん断または引張降伏、アンカーボルトとコンクリート間の摩擦力の減少又はコンクリートの崩壊によって支配される。各降伏タイプに対する強度を越えるかどうかは合理的な解析または AISC(1994a)の項目によって計算するべきである。 m の値は表5-5に示すエンドプレートの動きを拘束するものから選ぶことができる。

B．非線形静的手順

NSPは各要素に対して降伏する完全な荷重 - 変形関係のモデルが必要である。これは実験又は完璧に実験によって検証された合理的な解析に基づく。これらに代わって、図5-1から控えめな近似挙動を選んで使用できる。図5-1に示す Q_{CE} と y の値はLSPに使用するもの及び節5.4.2.2に示すものと同じである。非線形静的及び非線形動的な手順に対する変形制御点及び許容基準は表5-4に示す。

C．非線形解析手順

この手順に対して、各要素の完全な挙動履歴をモデル化しなければならない。この為のガイドラインはコメントリ - に示す。変形制限は表5-4に示す。

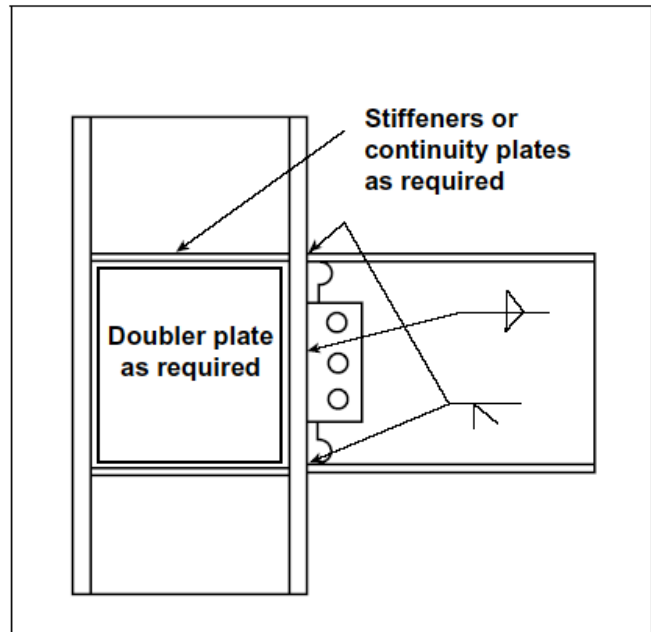


Figure 5-3 Full-Pen Connection in FR Connection with Variable Behavior

表 5 - 4 非線形手順に対するモデル作成パラメータ及び許容基準 - 完全拘束								
部材 / 応力	/ θ_y		残存 強度比	塑性回転、変形限界				
	d	e		c	主部材			2次部材
			IO		LS	CP	LS	CP
梁 ¹ :								
a . $\frac{b}{2t_f} < \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$	10	12	0.6	2	7	9	10	12
b . $\frac{b}{2t_f} > \frac{95}{\sqrt{F_{ye}}}$	5	7	0.2	1	3	4	4	5
c . $\frac{52}{\sqrt{F_{ye}}} < \frac{b}{2t_f} < \frac{95}{\sqrt{F_{ye}}}$ 線形内挿								
柱 ² : P/P _{ye} <0.20 に対して								
a . $\frac{b}{2t_f} < \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$	10	12	0.6	2	7	9	10	12
b . $\frac{b}{2t_f} > \frac{95}{\sqrt{F_{ye}}}$			0.2	1	3	4	4	5
c . $\frac{52}{\sqrt{F_{ye}}} < \frac{b}{2t_f} < \frac{95}{\sqrt{F_{ye}}}$ 線形内挿								
柱 : 0.2<P/P _{ye} <0.50 に対して ⁹								
a . $\frac{b}{2t_f} < \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$	- ³	- ⁴	0.2	0.04	- ⁵	- ⁶	.0019	0.031
b . $\frac{b}{2t_f} > \frac{95}{\sqrt{F_{ye}}}$	2	2.5	0.2	1	1.5	1.8	1.8	2
c . $\frac{52}{\sqrt{F_{ye}}} < \frac{b}{2t_f} < \frac{95}{\sqrt{F_{ye}}}$ 線形内挿								
	塑性回転角							
	a	b						
パネルゾーン	0.052	0.081	0.800	0.004	0.025	0.043	0.055	0.067
接合部								
完全貫通フランジ溶接、ボルト又は溶接ウェブ接合 : 梁変形限界								
a . パネルゾーンの降伏無し	- ⁷	- ⁷	0.200	0.008	- ⁸	- ⁸	0.017	0.025
b . パネルゾーン降伏	0.009	0.017	0.400	0.003	0.005	.0007	0.010	0.013
1. 弦回転角推定のために、式 5-1 又は 5-2 から塑性端回転まで θ_y を加算。 2. モーメント又はブレース架構の柱は導ける最大応力に対して設計する。 3. 変形 = 0.072(1-1.7P/P _{ye}) 4. 変形 = 0.100(1-1.7P/P _{ye}) 5. 変形 = 0.042(1-1.7P/P _{ye}) 6. 変形 = 0.060(1-1.7P/P _{ye}) 7. 0.043 - 0.0009d _b 8. 0.035 - 0.0008d _b 9. P/P _{ye} > 0.5 なら、柱は荷重制御と考える。								

5.4.2.4. FR (完全抵抗) モーメント架構に対する改修方法

FR (完全抵抗) モーメント架構の改修に対して、幾つかのオプションが利用できる。全ての場合に、新たな要素、構成要素と既存のそれとの共存を、選ばれた許容レベルに矛盾しない変形でチェックしなければならない。改修方法は以下。

- 各層の一つもしくはそれ以上のスパンに集芯または偏芯鋼製ブレース架構を追加。(ブレース架構に対する特性と設計基準は節 5.5 に挙げる) ブレースは鋼製架構の剛性を大きく増やす。新しいブレースと既存架構間の接合部の設計には注意しなければならない。接合部は、期待するブレース強度の 1.2 倍のような最大の可能性のあるブレース力で設計しなければならない。
- 各層の 1 又は複数スパンにコンクリート又は石造のせん断壁又は充填壁を加える。コンクリート及び石造の特性及び設計仕様は節 6.7 及び節 7.5 に夫々示す。これは構造物の剛性と強度を大きく増大させる。システムにねじれ応力を発生させてはならない。
- ビルの外側に新たに鋼製架構を加える。この方法は過去に用いられそしてある条件下で非常に有効であることが示されている。これはビルにおけるスティッフネスの配分を変えるので、地震荷重の流れを注意深くチェックしなければならない。新旧フレームの間の接合部は特に壊れやすい。このアプローチはビルの建築的な外観を変えるが、構造的に能率が良い。利点は改修をビルの利用を妨げないで行える。
- 接続部から離れた梁材に塑性ヒンジを発生させる為に、モーメント抵抗接合部を補強する。この考え方の背景にある着想は、溶接した接合部の応力が大きく低下し、脆性破壊の可能性が非常に減少する。これは、非常に低い粘りの溶接材料が Full-Pen 接合に用いられている時には効果がないかもしれない。新たなヒンジ部分における歪硬化が、溶接部に期待するより大きな応力を生じるかもしれない。又、過去の地震の間に多くの亀裂降伏より低い応力で生じていると言われている。水平カバープレート、垂直補剛材又はハンチを付けるなどの種々の手法が用いられる。梁材を撤去する方法も同様の目的を達成するかもしれない。全てのモーメント接合の修正によって構造物の剛性を大きく増大 (又は減少、梁材撤去の場合) することができるので、地震時応力の再計算が必要である。選ばれた接合部の改修は、解析によって保証された合理的な手法によって行われなければならない。これら改修設計のガイドラインは SAC (1995) に述べられている。
- 減衰材の補強は FR 架構に対する有力な改修手法である。本ガイドラインの 9 章参照。

5.4.3. 部分抵抗モーメント架構

5.4.3.1. 概要

部分拘束 (PR) モーメント架構は梁 - 柱接合部が層間変位の 5 % より大きく占める架構である。モーメント架構は又接合部の強度が接合されている二つの部材の弱い方の部材強度より弱ければ、PR であると考えべきである。PR 接合は通常 2 又はより多くの崩壊形を有する。最も弱い崩壊メカニズムが接合部の振る舞いを支配すると考えるべきである。梁及び柱は接合部から伝達される最大力 (又はモーメント) にのみ抵抗する必要がある。AISIC (1994a) 又は BSSC (1995) に示す PR 架構の一般的設計項目は本ガイドラインで削除されなければ、適用すべきである。公表設計強度を計算する為の式は、 $\alpha = 1$ で、 F_y を F_{ye} に置き換えて用いる事を除き、期待強度を決定する為に使用する。

5.4.3.2. 解析の為のスティッフネス

A. 線形静的及び動的手順

梁、柱、パネルゾーン 軸方向断面積、せん断断面積、断面 2 次モーメント及びパネルゾーンスティッフネスは FR 架構に対する節 5.4.2.2 に示すように決定する。

接合部 各 PR 接合の回転剛性 K は実験又は実験結果に基づく合理的解析によって決定するべきである。接合部の変形は架構の変形を計算する祭に含めるべきである。これについてこの先の議論はコメンタリ - に示す。合理的な解析を欠く時、スティッフネスは次の近似手順に従うことができる。

回転バネ剛性 K は

$$K_{\theta} = \frac{M_{CE}}{0.005} \quad (5 - 14)$$

によって推定して良い。

ここに、

M_{CE} = 期待モーメント強度 (kip-in.)

次に対して使用する。

- 防火用コンクリートで包み、接合部に対して決定した公表抵抗力 M_{CE} の時、P R 接合部はコンクリート被覆による合成作用を含む。
- 石造で包んだ P R 接合には、合成作用を接合部抵抗に作ることは出来ない。
- 裸の P R 接合

その他全ての P R 接合に対して、回転バネ剛性は

$$K_{\theta} = \frac{M_{CE}}{0.003} \quad (5 - 15)$$

と仮定することができる。

接合部強度 M_{CE} は節 5.4.3.3 で議論する。

接合部剛性を明確にモデル化する精密な P R 架構解析に代わる簡易解析として、梁剛性 $E I_b$ を

$$EI_b \text{ adjusted} = \frac{1}{\frac{6h}{l_b^2 K_{\theta}} + \frac{1}{EI_b}} \quad (5 - 16)$$

によって調整することができる。

ここに、

- K = 等価回転バネ剛性 (kip-in./rad)
- M_{CE} = 期待モーメント強度 (kip-in.)
- I_b = 梁の断面 2 次モーメント (in.⁴)
- h = 柱の平均層高さ (in.)
- l_b = 梁のセンターラインスパン (in.)

この調整梁剛性は標準剛接合架構有限要素解析に用いることができる。柱の節点回転はこの単純化解析手順を持つ節点の梁の節点回転角を用いるべきである。

B . 非線形静的手順

- 節 5.4.3.2A に示す弾性要素特性を使用
- P R 架構に対して節 5.4.2 に示す梁、梁 - 柱及びパネルゾーンに対する適切な非線形モーメント - 回転挙動を使用。

実験によって決めた P R 接合に対する適切な非線形モーメント - 回転挙動を使用。実験又は、実験に基づくより合理的な解析手順の替りに図 5 - 1 及び表 5、6 に示すモーメント - 回転関係を用いる事ができる。パラメータ θ_y は回転角と降伏回転角である。 θ_y の値は節 5.4.3.2A の項に従って 0.003 または 0.005 と仮定して良い。

Q_{CE} 及び Q_{CL} は夫々要素モーメントと期待降伏モーメントである。 P R 接合の共通タイプに対する M_{CE} の近似値は節 5.4.3.3B に示す。

C . 非線形動的手順

各要素の完全な履歴挙動を実験に基づいて適切にモデル化しなければならない。

部材 / 応力	線形手順に対する m 値				
	主要素			2 次要素	
	IO	LS	CP	LS	CP
部分抵抗モーメント接合					
上下クリップアングル ¹					
a . リベット又はボルト剪断破壊 ²	1.5	4	6	6	8
b . アングル曲げ破壊	2	5	7	7	14
c . ボルト引張破壊 ²	1	1.5	2.5	4	4
上下 T - スタブ ¹					
a . ボルト剪断破壊 ²	1.5	4	6	6	8
b . T - スタブ曲げ破壊	2	5	7	7	14
c . ボルト引張破壊 ²	1	1.5	2.5	4	4
上部合成下部クリップアングル ¹					
a . デッキ鉄筋の降伏及び破壊	1	2	3	4	6
b . 柱フランジのクリップウェブ局部降伏	1.5	4	6	5	7
c . 下部アングルフランジ降伏	1.5	4	6	6	7
d . 柱接合部又はアングルの OSL の引張降伏	1	1.5	2.5	2.5	3.5
e . 梁フランジ接合部の剪断降伏	1	2.5	3.5	3.5	4.5
梁とボルト又は溶接で柱に溶接したフランジプレート ¹					
a . フランジプレートのネット断面の破壊又はボルト又はリベット剪断破壊 ¹	1.5	4	5	4	5
b . プレートの全断面の溶接破壊又は引張破壊	0.5	1.5	2	1.5	2
柱にボルト接合した梁に溶接したエンドプレート					
a . エンドプレートの降伏	2	5.5	7	7	7
b . ボルトの降伏	1.5	2	3	4	4
c . 溶接破壊	0.5	1.5	2	3	3
1. 剪断伝達のためのウェブプレート又は強化板を仮定。剪断接合を除き、これは二次部材へはグレードを下げない。 $d_b > 18$ インチなら、m 値を $18 / d_b$ 倍する。					
2. 高強度ボルトに対しては、1/2 倍する。					

表5 - 6 非線形手順に対するモデル作成パラメータ及び許容基準 - 部分抵抗 (P R) モーメント架構								
	塑性回転角 ¹		残存 力比	節点回転角				
				主部材			2次部材	
	a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP
上下クリップアングル¹								
a . リベット又は剪断ボルト ²	0.036	0.048	.200	.008	.020	.030	.030	.040
b . アングル曲げ	0.042	0.084	.200	.010	.025	.035	.035	.070
c . ボルト引張	0.016	0.025	1.00	.005	.008	.013	.020	.020
上下Tスタブ¹								
a . リベット又は剪断ボルト ²	0.036	0.048	0.200	.008	.020	.030	.030	.040
b . Tスタブ曲げ	0.042	0.084	.200	.010	.025	.035	.035	.070
c . リベット又はボルト引張	0.016	0.025	1.00	.005	.008	.013	.020	.020
上部合成下部アングル¹								
a . デッキ鉄筋	0.018	0.035	0.800	0.005	0.010	0.015	0.020	0.030
b . 柱フランジ局部降伏	0.036	0.042	0.400	0.008	0.020	0.030	0.025	0.035
c . 下部アングル降伏	0.036	0.042	0.200	0.008	0.020	0.030	0.025	0.035
d . 接合部引張	0.015	0.022	0.800	0.005	0.008	0.013	0.013	0.018
e . 接合部剪断 ²	0.022	0.027	0.200	0.005	0.013	0.018	0.018	0.023
フランジプレート柱に溶接、梁にはボルト又は溶接								
a . フランジプレートネット 断面	0.030	0.030	0.800	0.008	0.020	0.025	0.020	0.025
b . 溶接又は接合部引張	0.012	0.018	0.800	0.003	0.008	0.010	0.010	0.015
エンドプレート柱にボルト、梁に溶接								
a . エンドプレート降伏	0.042	0.042	0.800	0.010	0.028	0.035	0.035	0.035
b . ボルトの降伏	0.018	0.024	0.800	0.008	0.010	0.015	0.020	0.020
c . 溶接の破壊	0.012	0.018	0.800	0.003	0.008	0.010	0.015	0.015
1 . 剪断伝達のためのウェブプレート又は強化板を仮定。剪断接合を除き、これは二次部材へはグレードを下げない。d _b > 18 インチなら、m値を 18 / d _b 倍する。								
2 . 高強度ボルトに対しては、1/2 倍する。								

5.4.3.3. 強度及び変形許容基準

A . 線形静的及び動的手順

これらの手法に対する強度と変形の許容基準は3章における式3 - 18と3 - 19に示す荷重と抵抗関係を満足する必要がある。梁又は柱の期待強度及び他の制約はFR架構に対して節5.4.2.3に示す項に従って決定する。

部材許容力を評価するためには、式3 - 19の Q_{CL} と式3 - 18の Q_{CE} に相当する部材の耐力下限、および式3 - 18で使用する表5 - 5のダクティリティ・ファクタ m に関する知識を必要とする。PR架構における梁及び柱に対する Q_{CE} と Q_{CL} の値はFR架構に対する節5.4.2.3と表5 . 3示す値と同じである。PR接合における Q_{CE} の値は本節に示す。PR架構の図5 - 1に対する制御点と許容基準は表5 - 6に示す。 m の値は直接占有、生命安全及び崩壊防止レベルに対して表5 - 5に示す。

B . 非線形静的手順

NSPは各要素について崩壊するまでの完全な荷重 - 変形関係のモデル化が必要である。これは実験又は完璧に実験によって検証された合理的な解析に基づく。これらに代わって、図5 - 1から控えめな近似挙動を選んで使用できる。 Q_{CE} と y の値は節5.4.2.2及び節5.4.2.3でLSPに使用したものと同じである。図5 - 1に示した変形限界及び非線形制御点c、d及びeは表5 - 6に示す。PR接合に対する期待強度 Q_{CE} はAISC (1994a 及び b) 又はコメントリ - に示すように実験又は許容される解析法に基づく。これに替えて、PR接合の普通のタイプに対する Q_{CE} の近似的控えめな表現は下記に示す。

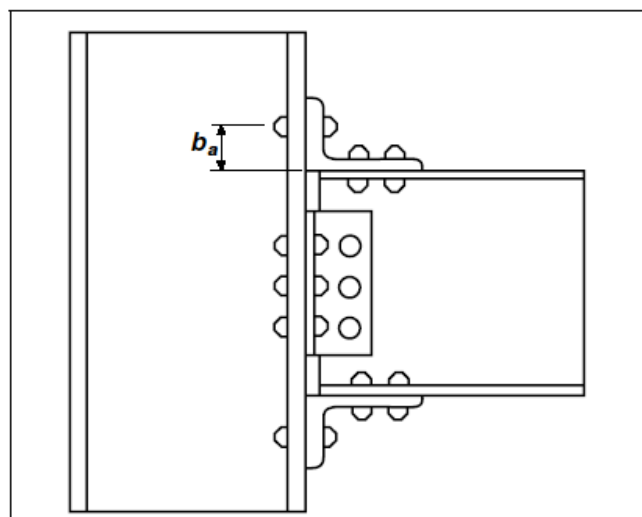


Figure 5-4 Clip Angle Connection

リベット又はボルト止めしたクリップアングル接合 これは図5 - 4で定義するような梁と柱の接合である。接合部の期待モーメント強度 M_{CE} は式5 - 17から5 - 22を使用して計算した M_{CE} の値の最小値を用いて控えめに決定する。

フランジとフランジアングルとの間のせん断接合が接合部の抵抗を決めるなら

$$Q_{CE} = M_{CE} = d_b (F_{ve} A_b N_b) \quad (5 - 17)$$

ここに、

A_b = リベット又はボルトの全断面積 (in.²)

d_b = 梁の成 (in.)

F_{ve} = AISC (1994a) に示すボルト又はリベットの unfactored-nominal せん断強度 (ksi)

N_b = 上下フランジとアングルを接合しているボルト又はリベットの最小数

接合部の水平に出た足 (horizontal-outstanding-leg、OSL) の引張能力が能力を決める時、 P_{CE} は

$$P_{CE} \leq F_{ye} A_g \quad (5 - 18)$$

または

$$P_{CE} \leq F_{te} A_e \quad (5 - 19)$$

の小なる方で、

$$Q_{CE} = M_{CE} \leq P_{CE} (d_b + t_a) \quad (5 - 20)$$

ここに

A_e = OSLの有効最小断面 (in.²)

A_g = OSLの全体断面 (in.²)

P = OSLに作用する力 (kips)

t_a = アングルの厚さ (in.)

柱フランジに付く O S L のリベット又はボルトの引張能力が接合部の能力を決める時

$$Q_{CE} = M_{CE} = (d_b + b_a)(F_{te}A_cN_b) \quad (5 - 21)$$

ここに

- A_c = リベット又はボルトの面積 (in.²)
- b_a = 図 5 - 4 の寸法 (in.)
- F_{te} = リベット又はボルトの期待引張強度 (ksi)
- N_b = フランジとアングルを接続する上部又は下部のリベット又はボルトの最小数

フランジアングルの撓み降伏が期待強度を決める時

$$Q_{CE} = M_{CE} = \frac{wt_a^2 F_{ye}}{4 \left[b_a - \frac{t_a}{2} \right]} (d_b + t_a) \quad (5 - 22)$$

ここに

- b_a = 図 5 - 4 の寸法 (in.)
- w = フランジアングルの長さ (in.)
- F_{ye} = 期待降伏強度 (ksi)

T型突起をリベット又はボルトでとめた接合部
 T型突起をリベット又はボルトでとめた接合部は図 5 - 5 に示すような梁 - 柱接合部である。接合部の期待モーメント強度 M_{CE} は式 5 - 23 から 5 - 25 を使用して計算した M_{CE} の値の最小値を用いて決定できる。梁フランジと T - 型ウェブのせん断接合部で接合部の抵抗力が決まる時、式 5 - 17 を用いる。

柱フランジと T 型突起を接合したリベット又はボルトの引張能力が接合部の抵抗力を決める時、

$$Q_{CE} = M_{CE} = (d_b + 2b_t + t_s)(F_{te}A_bN_b) \quad (5 - 23)$$

ここに

- N_b = 柱フランジと T 型突起を引張接合したリベット又はボルトの本数
- t_s = T 型突起の厚さ (in.)

T 型突起の引張が抵抗力を決める時、 A_e と A_g を T 型突起のグロスとネット断面積として式 5 - 18 及び 5 - 19 を用いる。

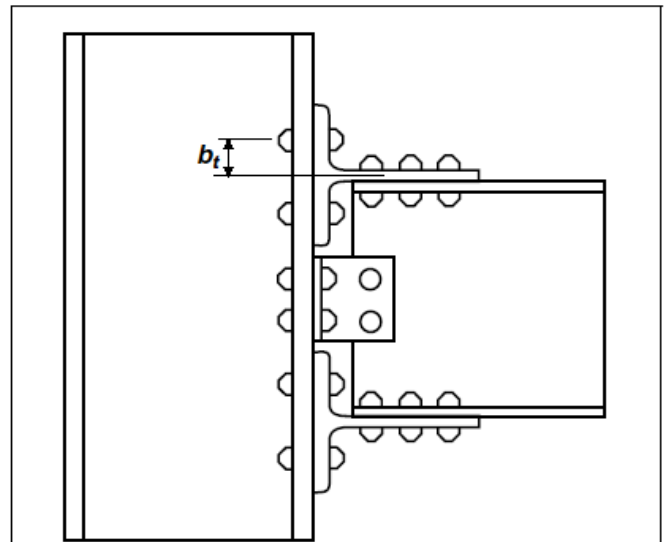


Figure 5-5 T-Stub Connection may be FR or PR Connection

T型突起の撓み降伏が接合部の抵抗力を決める時

$$Q_{CE} = M_{CE} = \frac{wt_f^2 F_{ye}}{2(b_t - k_1)}(d_b + t_s) \quad (5 - 24)$$

ここに、

- k_1 = T型突起の中心からT型突起フランジ先端までの距離 (in.)
- b_t = 図5 - 5の寸法 (in.)
- w = T型突起の長さ (in.)
- t_f = T型突起フランジの厚さ (in.)

フランジプレート接合 フランジプレート接合は時には図5 - 6に示すように用いる。この接合は、強度が梁の強度を十分に上回るなら、完全に抵抗すると考えて良い。接合部の期待強度は

$$Q_{CE} = M_{CE} = P_{CE}(d_b + t_s) \quad (5 - 25)$$

と計算して良い。

ここに、

- C_{CE} = フランジプレートのネット断面
又はボルト又は溶接のせん断耐力によって決まるフランジプレート接合の期待強度 (kips)
- t_p = フランジプレート厚 (in.)

溶接強度はチェックしなければならない。フランジプレートは又梁にボルト止めしても良い。この場合、ボルトの強度とフランジプレートのネット断面も又チェックしなければならない。

エンドプレート接合 図5 - 7に示すように、これらは、強度が梁の強度を十分に上回るなら、時にはFRと考えられる。強度はせん断と引張を合成したボルトかエンドプレートの曲げによって決まる。設計強度 $Q_{CE} = M_{CE}$ はAISC (1994b) に従うか他の経験的な結果によって支持される合理的手順によって計算する。

部分拘束合成接合 これは図5 - 8に示すように用いることができる。等価回転パネ常数 K は式5 - 14に示すものによるべきである。これらの接合部の挙動は幾つかの崩壊メカニズムの可能性を持つ複合である。強度計算はコメントリ - で議論する。

C . 非線形動的手順

節 5.4.2.3 参照。

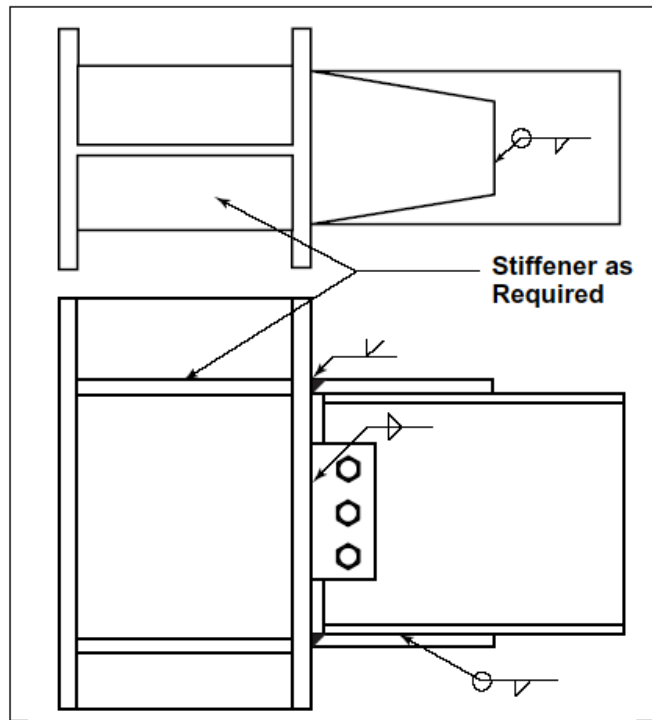


Figure 5-6 Flange Plate Connection may be FR or PR Connection

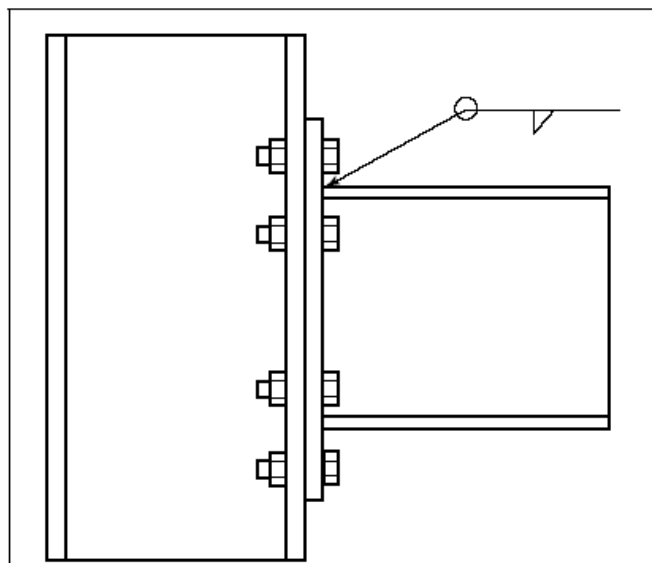


Figure 5-7 End Plate Connection may be FR or PR Connection

5.4.3.4. P R (部分抵抗) モーメント架構 に対する改修方法

F R モーメント架構に対する改修方法がしばしば P R モーメント架構に対しても同様に有効になる(節 5.4.2.4 参照)。P R モーメント架構は柔らかすぎて適切な耐震挙動をしない場合がある。集芯もしくは偏芯ブレース又は鉄筋コンクリートや石造で充填を行って、経済的な改修方法とすることができる。

P R モーメント架構における接合部は、要素が弱い、柔らかい、その両方である。接合部を、リベットを高強度ボルトに交換、リベットやボルトに溶接を追加、接合部に溶接補剛材を追加、又はそれら改修方法の組み合わせによって改修できる。

5.5. 鋼製ブレース架構

5.5.1. 概要

鋼製ブレース架構の地震抵抗は主としてその要素の軸力能力から決まる。鋼製ブレース架構は柱が弦材、梁とブレースがウェブ材の垂直トラスとして働く。ブレース架構は、単独又は二重システムを作る為にコンクリート又は石造壁又は鋼製モーメント架構と共同して働くことができる。

鋼製ブレース架構は集芯ブレース架構 (C B F) と偏芯ブレース架構 (E B F) の二つのタイプに分けることができる。柱、梁、ブレース及び接合部は C B F と E B F の要素である。Link 梁も又 E B F の要素である。要素は通常 hot-rolled-shape (熱間圧延成型) である。要素は裸の鋼材、非構造材で耐火被覆を施した鋼材、コンクリートで耐火被覆を施した鋼材又は石造で耐火被覆を施した鋼材である。

5.5.2. 集芯ブレース架構 (C B F)

5.5.2.1. 概要

集芯ブレース架構は一つの節点に作用線が交差するブレースシステムである。ブレース材の幅に作用線が収まる程度の微小な偏芯は、設計に際して計算できるなら、受け入れて良い。

5.5.2.2. 解析の為にスティッフネス

A. 線形静的及び動的手順

梁と柱 軸力断面積、せん断断面積及び断面 2 次モーメントは節 5.4.2.2 に示すように計算するべきである。

接合部 F R 接合は節 5.4.2.2 に示すように、P R 接合は節 5.4.2.3 に示すようにモデル化するべきである。

ブレース ブレースは線形手順に対する柱と同様にモデル化するべきである。

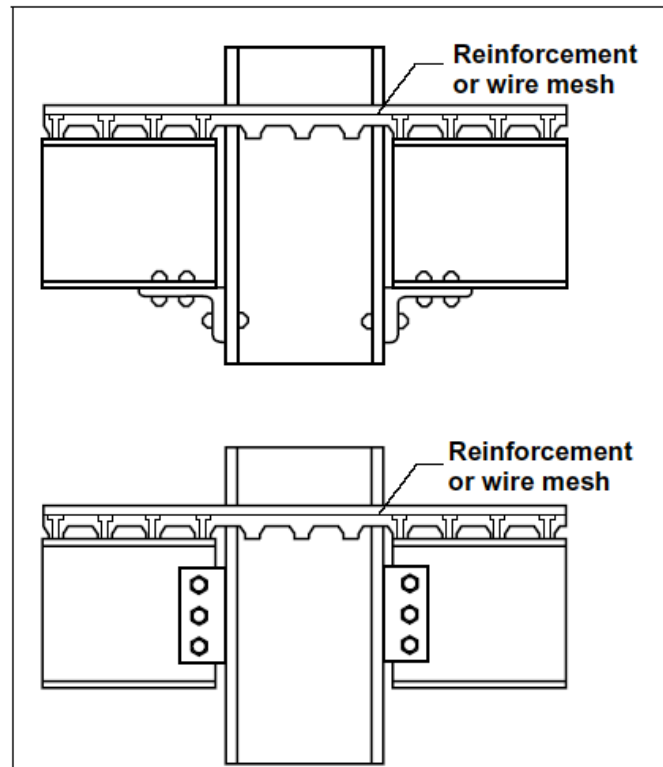


Figure 5-8 Two Configurations of PR Composite Connections

B．非線形静的手順

- 節 5.4.2.2A に示すように弾性要素特性を使用する。
- 降伏と挫屈を表現するために、梁、柱、ブレース及び接合部に対する適切な非線形モーメント曲線又は荷重 - 変形挙動を使用する。ガイドラインは梁及び柱に対して節 5.4.2.2、P R 接合に対して節 5.4.3.2 に示す。

ブレース 実験又は実験によって検証された解析によって決定した、ブレースに対する非線形の荷重 - 変形挙動を用いる。これらに代わって、図 5 - 1 に示す荷重対変形関係、及び表 5 - 8 を使用できる。パラメータ α_y は軸変形及びブレース挫屈時の軸変形である。挫屈後のブレース強度の減少はモデルに含めなければならない。挫屈後の残存強度として降伏力を取れるなら、図 5 - 1 と表 5 - 8 におけるパラメータ c に示すように弾塑性ブレース挙動を圧縮ブレースに対して仮定することができる。この下限の力より高い力を考慮しなければならない。

C．非線形動的手順

各要素の完全な挙動履歴は実験もしくは受け入れられている技術慣行に基づかなければならない。この為のガイドラインはコメントリ - に示す。

5.5.2.3. 強度及び変形許容基準

A．線形静的及び動的手順

これらの手法に対する強度と変形の許容基準は 3 章における式 3 - 18 と 3 - 19 に示す荷重と抵抗関係を満足する必要がある。梁又は柱の期待強度及び他の制約は節 5.4.2.3 に示す項に従って決定する。

要素許容力の評価は、式 3 - 18 に使用するために表 5 - 5 に示す要素能力の下限、式 3 - 19 の Q_{CL} 、式 3 - 18 の Q_{CE} 、及び式 3 - 10 に用いる表 5 - 7 に示すようなダクティリティ・ファクタ m の知識を必要とする。柱は荷重制御部材である。梁及び柱に対する Q_{CE} と Q_{CL} の値は F R 架構に対する節 5.4.2.3 に示す値と同じである。P R 接合における Q_{CE} と Q_{CL} の値は節 5.4.3.3B に示す。ブレースは、圧縮されるブレースの期待強度が節 5.4.2.3 に示す柱と同様に計算するので、変形制御要素である。

双方の中央で共用のガセットで止める普通の X 型に交叉するブレース形状の場合、各ブレースの座屈用有効長さをガセットプレートも含めた全体長さの 0.5 倍として良い。他のブレース形状（山型、V 型、単材）に対して、ブレースが背中合わせに共用ガセットで止めてあれば、座屈長さはガセットも含めた全長を取り、K 型の場合の有効長さ係数（AISC,1994a）は面内座屈の場合 0.8、面外座屈の場合 1.0 に取る。

ブレース部材、ガセットプレート、ブレース形状及び周回梁の水平ブレースについての制約は AISC（1994a）の耐震項目に示す。ANSI（1986）の節 22.11.9.2 の特別仕様が合うなら、表 5 - 7 に示すブレースの m 値に 1.0 を加えて良い。

ブレース接合部の強度は引張ブレースにかかる最大か圧縮ブレースにかかる力の 1.25 倍の大なる方にすべきである。そうでなければ接合部を強化するか、 m 値と変形限界を単純な限界状態の接合に対して与えられる値に対比できるまでに縮小するべきである（表 5 - 5 参照）。

組立材の部品プレートはブレース要素の最大細長比が全体としてのブレースの細長比の 0.4 倍に間隔を取るべきである。圧縮材の $stitch$ はブレースの座屈が $stitch$ にせん断力を引起す最大ブレース力の 0.5 倍に抵抗できなければならない。そうでなければ、 $stitch$ プレートは表 5 - 7 の m 値と表 5 - 8 の変形限界を 50% 減少する。必要な m 値に 1.0 以上を加える。

表 5 - 7 線形手順に対する許容基準 - ブレース架構及び鉄骨剪断壁 (1)					
部材 / 応力	線形手順に対する m 値				
	主部材			2 次部材	
	IO	LS	CP	LS	CP
集芯ブレース架構					
柱 ¹					
a . 圧縮柱 ¹	荷重制御部材、式 3-15、3-16 使用				
b . 引張柱 ¹	1	3	5	6	7
圧縮ブレース ²					
a . ダブルアングル面内座屈	0.8	6	8	7	9
b . ダブルアングル面外座屈	0.8	5	7	6	8
c . W又はI型	0.8	6	8	6	8
d . ダブルチャンネル面内座屈	0.8	6	8	7	9
e . ダブルチャンネル面外座屈	0.8	5	7	6	8
f . 冷間成形箱形コンクリート充填	0.8	5	7	5	7
g . 冷間成形箱形	0.8	5	7	5	7
1 . $\frac{d}{t} \leq \frac{90}{\sqrt{F_y}}$					
2 . $\frac{d}{t} \geq \frac{190}{\sqrt{F_y}}$	0.8	2	3	2	3
3 . $\frac{90}{\sqrt{F_y}} \geq \frac{d}{t} \geq \frac{190}{\sqrt{F_y}}$	線形内挿使用				
h . 円形中空	0.8	5	7	5	7
1 . $\frac{d}{t} \leq \frac{1500}{F_y}$					
2 . $\frac{d}{t} \geq \frac{6000}{F_y}$	0.8	2	3	2	3
3 . $\frac{1500}{F_y} \geq \frac{d}{t} \geq \frac{6000}{F_y}$	線形内挿使用				
引張ブレース ³	1	6	8	8	10
偏芯ブレース架構					
a . 梁	リンク梁による				
b . ブレース	荷重制御、式 3-19 使用				
c . 圧縮柱	荷重制御、式 3-19 使用				
d . 引張柱	1	6	8	8	10

部材 / 応力	線形手順に対する m 値				
	主部材			2 次部材	
	IO	LS	CP	LS	CP
リンク梁 ⁴					
a . ⁵ $\frac{2M_{CE}}{eV_{CE}} < 1.6$ d : 16 e : 18 c : 1.00	1.5	9	13	13	15
b . $\frac{2M_{CE}}{eV_{CE}} < 2.6$	FR モーメント架構梁と同じ 表 5 - 3 参照				
c . $1.6 \leq \frac{2M_{CE}}{eV_{CE}} < 2.6$	線形内挿使用				
鉄骨剪断壁 ⁶	1.5	8	12	12	14
1. モーメント又はブレース架構に必要な柱のみ、導かれた最大応力に対して設計する。 2. ブレース架構の接合部は圧縮ブレース強度の 1.25 倍又は引張部材の期待強度を伝達できなければならない。その他の場合 m = 2 の最大値。 3. 引張のみのブレースシステムに対して、これらの m 値を 1/2 とする。 4. 曲げリンクに対して靱性詳細を仮定。 5. 3 以上のウェブスチフナーを有するリンク梁。スチフナーがなければ、これらの値の 1/2 を使用。1 又は 2 のスチフナーの場合内挿。 6. スチフナーが剪断座屈を防ぐ場合、適応可。					

B . 非線形静的手順

NSP には各要素について崩壊するまでの完全な非線形荷重 - 変形関係のモデル化が必要である。これは実験又は完璧に実験によって検証された解析に基づく。ガイドラインはコメントリ - に示す。これらに代わって、図 5 - 1 から控えめな近似挙動を選んで使用できる。Q_{CE} と y_e の値は LSP に使用するものと同じである。圧縮ブレースの力変形関係はできる限り正確にモデル化しなければならない (コメントリ - 参照)。これらに代わって、ブレースは、図 5 - 1 及び表 5 - 8 におけるパラメータ c に対応する残余の力に等しい降伏力を用いて弾塑性を仮定できる。この仮定はブレース力の下限を推定する。これより高い力の実施は考慮しなければならない。

部材 / 応力	/ y _e		残存 力比 c	変形				
				主部材			2 次部材	
	d	e		IO	LS	CP	LS	CP
集芯ブレース架構								
a . 圧縮柱 ¹	式 3 - 19 使用の荷重 - 制御部材							
b . 引張柱 ¹	6	8	1.000	1	4	6	7	8
圧縮ブレース ²								
a . ダブルアングル面内座屈	1	10	0.2	0.8	6	8	8	9
b . ダブルアングル面外座屈	1	9	0.2	0.8	5	7	7	8
c . W 又は I 型	1	9	0.2	0.8	6	8	8	9
d . ダブルチャンネル面内座屈	1	10	0.2	0.8	6	8	8	9
e . ダブルチャンネル面外座屈	1	9	0.2	0.8	5	7	7	8
f . 冷間成形箱形コンクリート充填	1	8	0.2	0.8	5	7	7	8

表 5 - 8 非線形手順に対するモデル化パラメータ及び許容基準 - ブレース架構及び鉄鋼剪断壁								
部材 / 応力	/ γ		残存 力比 c	変形				
	d	e		主部材			2次部材	
				IO	LS	CP	LS	CP
g . 冷間成形箱形								
1 . $\frac{d}{t} \leq \frac{90}{\sqrt{F_y}}$	1	8	0.4	0.8	5	7	7	8
2 . $\frac{d}{t} \geq \frac{190}{\sqrt{F_y}}$	1	4	0.2	0.8	2	3	3	4
3 . $\frac{90}{\sqrt{F_y}} \geq \frac{d}{t} \geq \frac{190}{\sqrt{F_y}}$	線形内挿使用							
h . 円形中空								
1 . $\frac{d}{t} \leq \frac{1500}{F_y}$	1	10	0.4	0.8	5	7	6	9
2 . $\frac{d}{t} \geq \frac{6000}{F_y}$	1	4	0.2	0.8	2	3	3	4
3 . $\frac{1500}{F_y} \geq \frac{d}{t} \geq \frac{6000}{F_y}$	線形内挿使用							
引張ブレース ³	12	15	0.800	1	8	10	12	14
偏芯ブレース架構								
a . 梁	リンク梁による							
b . ブレース	荷重制御、式 3-19 使用							
c . 圧縮柱	荷重制御、式 3-19 使用							
d . 引張柱	6	8	1.000	1	4	6	7	8
リンク梁 ⁴								
a . ⁴ $\frac{2M_{CE}}{eV_{CE}} < 1.6$	16	18	0.80	1.5	12	15	15	17
b . $\frac{2M_{CE}}{eV_{CE}} < 2.6$	F R モーメント架構梁に同じ (表 5 - 4 参照)							
c . $1.6 \leq \frac{2M_{CE}}{eV_{CE}} < 2.6$	線形内挿使用							
鉄骨剪断壁 ⁶	15	17	.07	1.5	11	14	14	16
1. モーメント又はブレース架構に必要な柱のみ、導かれた最大応力に対して設計する。 2. ϵ は期待座屈荷重における軸方向変形。 3. 変形はリンクとリンク又は柱外側梁間の回転角。 γ は短リンクに対する 0.01 ラジアンを仮定 4. 3以上のウェブスチフナーを有するリンク梁。スチフナーがなければ、これらの値の 1/2 を使用。1又は2のスチフナーの場合内挿。 5. スチフナーが剪断座屈を防ぐ場合、適応可。								

C . 非線形動的手順

各要素の完全な挙動履歴をこの手順に対してモデル化しなければならない。この為のガイドラインはコメントリ - に示す。

5.5.2.4. CBF (集芯ブレース架構) に対する改修方法

モーメント架構に対する諸項がブレース架構に適用できる。強度と靱性が不十分なブレースは取替えるか修正するべきである。不十分な接合部もまた修正するべきである。柱は挙動を改善する為にコンクリートで包むことができる。より多くのガイダンスは節 5.4.2.4 及びコメントリ - を参照のこと。

5.5.3. 偏芯ブレース架構 (EBF)

5.5.3.1. 概要

EBF に対して、ブレースの作用せんは梁の作用線と一致しない。梁の作用線と交叉する点とブレースの作用線との距離が偏芯距離 e である。この点との間の梁の部分が連結梁である。架構強度は連結梁強度による。

5.5.3.2. 解析の為のスティッフネス

A. 線形静的及び動的手順

梁、柱ブレース及び接合部の弾性剛性はFR及びPRモーメント架構及びCBFと同じである。連結梁の荷重 - 変形モデルはせん断変形と曲げ変形を含まなければならない。

連結梁の弾性剛性 K は

$$K_e = \frac{K_s K_b}{K_s + K_b} \quad (5 \quad 26)$$

で、ここに、

$$K_s = \frac{GA_w}{e} \quad (5 \quad 27)$$

及び

$$K_b = \frac{12EI_b}{e^3} \quad (5 \quad 28)$$

ここに

$$A_w = (d_b - 2t_f)t_w \quad (\text{in.}^2)$$

$$e = \text{連結梁長 (in.)}$$

$$G = \text{せん断弾性係数 (k/in.}^2)$$

$$K_e = \text{連結梁の剛性 (kip/in.)}$$

$$K_b = \text{曲げ剛性 (kip/in.)}$$

$$K_s = \text{せん断剛性 (kip/in.)}$$

連結梁の強度はせん断、曲げ、又はその組合せで決まる。

$e \leq \frac{1.6M_{CE}}{V_{CE}}$ の時、

$$Q_{CE} = V_{CE} = 0.6F_{ye}t_wA_w \quad (5 - 29)$$

ここに

$$M_{CE} = \text{期待モーメント (kip/in.)}$$

$e > \frac{2.6M_{CE}}{V_{CE}}$ の時、

$$Q_{CE} = V_{CE} = 2 \frac{M_{CE}}{e} \quad (5-30)$$

$\frac{1.6M_{CE}}{V_{CE}} < e \leq \frac{1.6M_{CE}}{V_{CE}}$ なら 5 - 29 と 5 - 30 式を線形内挿して用いる。

降伏変形は下式に示す連結梁の回転角である。

$$\theta_y = \frac{Q_{CE}}{K_e} \quad (5-31)$$

B . 非線形静的手順

NSP には各要素について崩壊するまでの完全な非線形荷重 - 変形関係のモデル化が必要である。これは実験又は完璧に実験によって検証された解析に基づく。これらに代わって、図 5 - 1 及び表 5 - 8 に示す荷重対変形関係を使用できる。 Q_{CE} と θ_y の値は AISC (1994a) に示す諸項に従うか、合理的な解析によって計算する。

梁、柱ブレース及び接合部の非線形モデルは FR 及び PR モーメント架構及び CBF ブレースに対するものを使用できる。

C . 非線形動的手順

強度及び変形の基準は 3 章の式 3 - 18 及び 3 - 19 に示す荷重及び抵抗関係を満足する。

各要素の完全な挙動履歴は実験もしくは受け入れられている技術慣行に基づかなければならない。この為のガイドラインはコメントリ - に示す。

5.5.3.3. 強度及び変形許容基準

A . 線形静的及び動的手順

CBF に対して与えるモデル作成上の仮定は、EBF に対するそれと同じである。 Q_{CE} と θ_y の値は節 5.5.3.2 に示し、 m の値は表 5 - 7 に示す。連結梁の強度及び変形性能はせん断強度、曲げ強度又はその相互作用で決まる。 Q_{CE} と θ_y の値は節 5.5.3.3 に示すように LSP で用いた値と同じである。連結梁及び梁は変形制御要素で式 3 - 18 を満足しなければならない。柱及びブレースは荷重制御部材と考え、式 3 - 19 を満足しなければならない。

AISC (1994a) に示す連結部剛性、連結部と柱の接合部、連結部の水平支持、斜めブレースと梁面外の連結部、及び梁 - 柱接合部の仕様に合致しなければならない。ブレース及び柱の座屈を除き、ブレースは連結部降伏を強化する為に連結部強度を 1.25 倍にする事ができる。これが既存ビルに対して満足しなければ、設計専門家はブレースや柱の座屈の前に期待連結強度に達することを検証しなければならない。これは追加の精密調査と材料実験を必要とするかもしれない。連結梁は柱フランジに full-pen 溶接で接続していれば、これらの接合部に対する仕様は FR 架構の full-pen 接合と同じである。EBF の柱は荷重制御材である。柱に伝達される最大応力はブレースの強度計算に用いる値を 1.25 倍して計算しなければならない。

B．非線形静的手順

E B F に対する N S P 要求仕様は C B F に対するものと同じである。連結梁の非線形荷重 - 変形のモデル化は実験又は実験によって検証された合理的な解析に基づかなければならない。これらに代わって、図 5 - 1 に示す控えめな近似挙動を使用できる。 Q_{CE} と y の値は L S P に対して使用したものと同じである。変形限界は表 5 - 8 に示す。

C．非線形動的手順

各要素の完全挙動履歴を適切にモデル化しなければならない。この挙動は実験によって検証しなければならない。この手順は、殆どの場合推奨できない。

5.5.3.4. E B F (偏芯ブレース架構) の改修方法

梁、柱、及びブレースの多くはモーメント架構及び C B F に対して示した手順を用いて改修できる。カバープレート及び補剛材をこれらの要素に対して用いることができる。連結梁の強度は梁フランジにカバープレートを付加し、ウェブに複数枚のプレート又は補剛材を追加またはブレース形状を変更して増大させることができる。

5.6. 鋼板壁

5.6.1. 概要

鋼板壁はプレート壁のせん断応力を通して地震抵抗力をつける。本質的には鋼材のせん断壁である。穴の開いた又は都合良く穴を塞いだ固い鋼板を柱と梁のスパン全体に張る。一般的ではないけれども、大地震の後数少ない必要な構造物を直接占有及び機能可能に強制的にするための改修に用いられてきた。これらの壁は、地震荷重に抵抗する他の既存要素と共同して働く。それらの剛性に負うけれども、地震せん断の大部分を引きうける。新たな荷重の流れを注意深く確立する事は必須である。

5.6.2. 解析の為にスティフネス

5.6.2.1. 線形静的及び動的手順

鋼板壁を解析する最も適切な方法は梁柱を境界要素に付けた平面応力の有限要素モデルを使用することである。壁の全体は計算できる。モデル作成は鉄筋コンクリートせん断壁に対して用いた方法と同じである。単純な壁の近似剛性 K_w は

$$K_w = \frac{Gat_w}{h} \quad (5 - 3 2)$$

ここに

- G = 鋼材のせん断断面係数 (ksi)
- a = 壁の幅 (柱の内法) (in.)
- h = 壁の高さ (梁の内法) (in.)
- t_w = 板壁厚 (in.)

物理的な原理に基づく壁剛性の他の近似法を使用できる。

5.6.2.2. 非線形静的手順

壁に対する荷重 - 変形関係の弾性部分は節 5.6.2.1 に示す。降伏荷重 Q_{CE} は次節に示す。完全な非線形荷重 - 変形関係は実験もしくは合理的な解析に基づかなければならない。この代わりに、近似的単純化挙動を図 5 - 1 及び表 5 - 8 を用いてモデル化することができる。

5.6.2.3. 非線形動的手順

各要素の完全挙動履歴を適切にモデル化しなければならない。この挙動は実験によって検証しなければならない。この手順は、殆どの場合推奨できない。

5.6.3. 強度及び変形許容基準

5.6.3.1. 線形静的及び動的手順

これらの方法に対する強度と変形の許容基準は3章の式3-18及び3-19に示す関係を満足する事が要求される。鋼壁の設計強度はAISC(1994a)のパート6にある適切な式を用いて決定すべきである。壁はプレートガーダーのウェブと同様に仮定することができる。プレートガーダーのウェブに対する設計制約はAISC(1994a)に示され、特に面外補剛材関連する項目に従わなければならない。補剛材は壁が座屈を起こさないように補剛しなければならない。この場合、

$$Q_{CE} = V_{CE} = 0.6F_{ye}at_w \quad (5-33)$$

補剛材に代わりに鋼壁をコンクリートで包むことはできる。座屈を防げなければ、プレートガーダーに対するAISC(1994a)に示す V_{CE} の式を使える。鉄鋼壁に対する m の値は表5-7に示す。鋼せん断壁は変形制御要素である。

5.6.3.2. 非線形静的手順

NSPには崩壊するまでの完全な荷重-変形挙動のモデル化が必要である。これは実験又は合理的な解析に基づくべきである。これらに代わって、図5-1から控えめな近似挙動を選んで表5-8におけるパラメータに沿って使用できる。 Q_{CE} の為の方程式は式5-33である。降伏変形は

$$\theta_y = \frac{Q_{CE}}{K_w} \quad (5-34)$$

である。

5.6.3.3. 非線形動的手順

各要素の完全挙動履歴を適切にモデル化しなければならない。この挙動は実験によって検証しなければならない。この手順は、殆どの場合推奨できない。

5.6.4. 改修方法

既存ビルの鋼壁は稀なので、問題にはならない。

5.7. 充填鋼製架構

完全にもしくは部分的にコンクリートもしくは石造の充填壁を有する古い既存鋼構造ビルは普通である。架構の剛性に比して非常に大きい壁剛性の為に充填壁は地震せん断の殆どを呼び寄せる。多くの場合これらの壁は無筋か軽い鉄筋である為強度と靱性は不適切である。

充填壁に対する技術的特性及び技術基準はコンクリートに対する6章と石造に対する7章に示す。壁は壁が完全に崩壊するまで地震せん断力の全てを負担すると考えてよい。その後、鋼構造架構が地震力に抵抗する。壁を失う以前、鉄骨架構は制限された圧力を壁に加え、その抵抗力を強化する。しかし、実際の鉄骨架構の要素に作用する有効な力は最小限である。架構要素は力がかかり始めると変形するが、反対側にコンクリートもしくは石造が働き、荷重を拾う。

要素の解析は段階毎に行い、各挙動の終りまで実行しなければならない。充填壁が崩壊すると考える点において(6章又は7章)壁は解析モデルから取り去り、裸の鉄骨架構のみでその場所から再開しなければならない。この点において、節5.4に示すモーメント架構に対する技術的特性及び技術基準が利用可能になる。

5.8. 床板

5.8.1. 鋼製デッキ床

5.8.1.1. 概要

裸の金属デッキ床は、屋根の支持材より軽いために、通常ビルの屋根に用いられる。金属デッキの単位は 22 gage から 14 gage、2 から 3 フィート幅そして山と谷のパターンを繰返した成型である。リップの成は 1 - 2 / 2 から 3 インチである。単位のデッキをお互い同士と構造支持材に溶接または最近の利用法のメタルファスナーで接続する。大きな屋根構造では斜めブレースで補剛される。(節 5.8.4 の水平鋼ブレースの記述参照)

これらの床における弦と集積要素は鉄骨架構に付ける床の組合と考える。最近の架構における弦又は集積要素として働く架構要素への荷重の伝達は、せん断集積要素、点溶接、ネジ、打ち込みピンなどを通じて行う。

5.8.1.2. 解析の為のスティッフネス

A . 線形静的及び動的手順

既存の床板に対する力の配分は、固い垂直な横力抵抗要素間に単純支持として作用する床板、柔らかい床板仮定に基づく。種々のタイプの、金属デッキの柔軟性係数は製作者のカタログが利用可能である。利用できない値に対するシステムにおいて、値は利用できる値の最も代表的なシステム間を内挿して確立することができる。柔軟性は“ Steel Deck Institute Diaphragm Design Manual”(Section3) を用いて計算することもできる。解析は床板強度が弾性仮定の保持を越えないことを検証しなければならない。

上述の既存床板に対する全ての基準は床板を固くしたり、強くしたりことに利用できる。強化床板の新旧要素の相互作用は剛性の共存の保証を考慮しなければならない。新旧床板要素の荷重伝達メカニズムは考慮しなければならない。

解析は床板強度の弾性仮定が正しく、越えていないことを検証する。

B . 非線形静的手順

床板の非弾性特性は通常非弾性地震解析に含まない。

裸の金属デッキ又は横抵抗鉛直要素間が長いスパンのデッキスラブのような非常に柔らかい床板は、非弾性作用に支配されるとするべきである。無筋の石造 (U R M) ビルにある木造床の非弾性応答に対するモデル作成手順は、裸の金属デッキ床の非弾性モデルに対する手順を基本として用いるべきである。3 % の歪硬化を弾性後の領域に用いる。床の弱い連結が接合部破壊を起こすなら、要素の非線形をモデルに連動させることはできない。

5.8.1.3. 強度及び変形許容基準

金属デッキ床の部材耐力は ICBO (International-Conference-of-Building-Officials) 報告書、製造者のカタログまたは SDI (Steel-Deck-Institute) に示す。(節 5.12 の参考文献及びコメントリ - 節 C5.12 参照) 許容応力度を示しているものは、製造者が用意する情報やその他の元になる知識の代わりに、2 倍した値を用いてよい。裸のデッキ耐力が架構部材との接合部又はパネルの座屈によって決まるなら、非弾性作用や靱性は制限される。従ってデッキは荷重制御部材である。

多くの場合、ベアリング支持又は固定材の喪失を招かないなら、床板の崩壊は生命安全とは考えない。より高い挙動の目的は、荷重転移メカニズムが喪失されないことを保証する接合部の損傷の総量を限定するところに置くべきである。変形は、指定した挙動レベルにおける他の要素 (構造、非構造を問わず) の損傷を引起す撓みの敷居値より下に制限しなければならない。

せん断降伏、又はパネル又は板の座屈に対する m 値 I O、L S 又は C P 挙動レベルに対して夫々 1、2、又は 3 である。溶接と接合部の崩壊は荷重制御である。

S D I 計算手順は強度に対して用いなければならないし、又製造者の I C B O 値は強度レベルを期待する許容値を取る為に使用して良い。的確な参考文献は節 5.12 及びコメンタリ - 節 C5.12 に示す。

金属デッキと鉄骨架構の間の接合は通常点溶接 (puddle-weld) を用いる。接合部耐力は鉄骨架構への全床板反作用を転移することが可能性をチェックしなければならない。接合部耐力は I C B O 報告書、製造者のデータ、S D I マニュアル又は鋼板の溶接基準 AWS D1.3 に示されている。

5.8.1.4. 改修方法

コメンタリ - 参照。

5.8.2. 上面コンクリート打ち鋼製デッキ床

5.8.2.1. 概要

コンクリート打ち金属デッキ床は、通常の重力荷重の掛かるビルの床及び屋根に使われる。金属デッキは凹凸のある合成デッキでも非合成デッキでも良い。どちらのデッキにも、床荷重に抵抗する為にスラブとデッキが共に作用する。コンクリートは、ワイヤメッシュか小径鉄筋の構成で強化した、普通コンクリートでも軽量コンクリートでも良い。スラブに追加する鉄筋は応力度の高い位置に追加される。金属デッキユニットはゲージ厚の鋼板、2 から 3 フィート幅で構成し、そして山と谷の繰返しパターンで成型する。デッキユニットは相互に、又構造用支持鋼材に溶接又は最近の技術の金属ファスナーで接続する。耐火被覆の為にコンクリート打ちしたスラブを作るコンクリート床と梁は上面コンクリート金属デッキと同じと考える。

コンクリートは大きな剛性と強度を床に加えた構造特性を有する。鉄筋は軽量メッシュ鉄筋から普通の小径鉄筋 (# 3 又は # 4) のグリッドまでの範囲である。金属デッキは通常 22ga. から 14ga. までの縞構板で構成される。リップの成は 1 - 1 / 2 から 3 インチまでが普通である。鉄骨への金属デッキの取付は、隅に 1 から 2 フィートの puddle-weld を用いて行う。合成挙動に対してせん断スタッドをコンクリート打ちこみ前に架構に溶接する。

これらの床の弦及び集積要素は床を取付けた鉄骨架構要素を構成すると考える。最近の架構において弦や集積部として作用する架構要素への荷重転移は、通常 puddle-weld 又はスタッドを通じて行われる。古い建設において、架構が耐火被覆として打ちこまれた場合、荷重転移は付着を通じて行われる。

5.8.2.2. 解析の為にスティッフネス

A . 線形静的及び動的手順

既存ビルの場合、床のスパンと成の比が 5 対 1 より大きくなければ、力の配分は剛な床仮定に基づいて良い。大きな比に対しては解析で保証する。大スパン又は 3 次元解析手順による平面的不規則性、床のシェル有限要素解析の場合には、床の柔性を含めなければならない。床剛性は S D I 設計マニュアル、製造者カタログ又は代表的なコンクリート厚を用いて計算しなければならない。

上記の既存床板に関する手順は、強化した床板に適用できる。新規と強化した既存の床板との相互作用 (剛性の適合性) を考慮しなければならない。新規の床板と既存の床板要素の荷重転移メカニズムを床板の剛性を決定するときには考慮しなければならない。

上記の既存床板に関する手順は、新規の床版にもあてはまる。新規の床版と既存架構の相互作用を考慮しなければならない。床版の可撓性を決めるにあたっては、新規の床版部材と既存の架構間の荷重伝達メカニズムを考慮する必要が生じることもある。

全ての床板に対して、弾性仮定が有効で、床板強度が仮定を越えていないことを検証しなければならない。

B . 非線形静的手順

床板の非弾性特性は通常非弾性地震解析に含まないが、接合部が適性であることは条件である。裸の金属デッキ又は横抵抗鉛直要素間が長いスパンのデッキスラブのような非常に柔らかい床板は、非弾性作用に支配されるとするべきである。無筋の石造 (U R M) ビルにある木造床の非弾性応答に対するモデル作成手順は、裸の金属デッキ床の非弾性モデルに対する手順を基本として用いるべきである。床の弱い連結が接合部破壊を起こすなら、要素の非線形をモデルに連動させることはできない。

5.8.2.3. 強度及び変形許容基準

構造物用コンクリートを打った金属デッキ床の部材耐力は I C B O 報告書、製造者のカタログまたは S D I マニュアルに示す。複合デッキ耐力がせん断接続部で決まるなら、非弾性作用及び靱性は制限される。長スパンの場合を除いて、金属デッキとコンクリート床板における非弾性作用は小さいか、ないと期待して良い。しかし、周囲の転移メカニズムと集積部の力は場合によって正しいと考えられる。

多くの場合、ベアリング支持又は固定材の喪失を招かないなら、床板の崩壊は生命安全とは考えない。より高い挙動の目的は、荷重転移メカニズムが喪失されないことを保証する接合部の損傷の総量を限定するところに置くべきである。変形は、指定した挙動レベルにおける他の要素 (構造、非構造を問わず) の損傷を引起す撓みの敷居値より下に制限しなければならない。

接合部崩壊は荷重限界であるので、式 3 - 19 を用いなければならない。デッキのせん断破壊はコンクリートの亀裂とメタルデッキの列傷を招くので、 I O、L S 又は C P 挙動レベルに対する m 値は夫々 1、2、又は 3 である。集積部に対する許容基準は節 5.8.6.3 参照。

S D I 計算手順は強度に対して用いなければならないし、又 I C B O 値の 2 倍を強度レベルに対する許容値を取る為に使用しなければならない。デッキは殆どの解析に弾性を考慮しなければならない。

接合部耐力は鉄骨架構への全床板反作用を転移することの可能性をチェックしなければならない。この荷重転移は puddle-weld と上に付けたスタッドによって達成される。鉄骨架構への金属デッキの接続に対しては、梁への puddle-weld が最も普通である。接合部耐力は I C B O 報告書、製造者のデータ、S D I マニュアル又は鋼板の溶接基準 A W S D 1 . 3 に示されている。せん断スタッドは支持する鉄骨梁と剛性作用をさせる為に、梁への puddle-weld を置き換える。

スタッドは鉄骨架構とコンクリートスラブの接続に対して最も普通に使用される。接続部の耐力は鉄骨構造の A I S C マニュアル、U B C 又は製造者カタログを使用して見出すことができる。鉄骨梁をスラブと合成して作用するように設計した時、せん断接続部は床板のせん断と剛性梁のせん断の両方に転移する能力を持たなければならない。梁をコンクリートで包んだ古い構造物においては、荷重転移は鉄骨とコンクリートの間の付着を通じて行われる。

5.8.2.4. 改修方法

コメントリ - 参照。

5.8.3. 無筋コンクリート打ち鋼製デッキ

5.8.3.1. 概要

非構造的なコンクリートを詰めた金属デッキは普通は重力荷重の非常に小さいビルの屋根に使用される。非常に軽い防音用コンクリート (例えば蛭石) のような充填コンクリートは使えるような構造特性を持たない。コンクリートに鉄筋を入れるなら、鉄筋はワイヤメッシュか小径鉄筋である。金属デッキは成型デッキ又は屋根デッキであり、コンクリートと金属デッキとの結合は付着と摩擦である。コンクリート充填は金属デッキとの合成作用で設計しないし、構造的接合はない。金属デッキユニットはゲージ厚の鋼板、2 から 3 フィート幅で構成し、そして山と谷の繰返しパターンで成型する。デッキユニットは相互に、又構造物支持鋼材に溶接又は最近の技術の金属ファスナーで接続する。

合成作用を考慮する時は、現状の調査を広範囲に行った後、注意深くしなければならない。材料特性、力の転移メカニズム及びその他同様の要素を合成作用に含める為に検証しなければならない。金属デッキは通常 22ga . から 14ga . までの縞構板で構成される。リブの成は 9 / 16 から 3 インチまでが普通である。鉄骨への金属デッキの結合は、隅に 1 から 2 フィートおきに中央に puddle-weld を用いて行う。これらの床の弦及び集積要素は床を取付けた鉄骨架構要素を構成する。

5.8.3.2. 解析の為のスティッフネス

A . 線形静的及び動的手順

合成作用に対する潜在力と荷重分布の修正を考慮しなければならない。床の柔軟性はコンクリートの強度と厚さによる。剛と柔な床剛性の両方の仮定を用いて解を検討する必要がある。新規と強化した既存の床板との相互作用（剛性の適合性）は考慮しなければならない。新規床板と既存床板要素の荷重転移メカニズムを床板の剛性を決定するときには考慮しなければならない。最後に、弾性仮定が有効で、床板強度が仮定を越えていないことを検証しなければならない。

B . 非線形静的手順

床板の非弾性特性は通常非弾性地震解析に含まない。非構造コンクリートの時、耐力の検証をしなければならない。裸の金属デッキ又は不適性な非構造コンクリートを打ったデッキのような非常に柔らかい床板は、非弾性作用に支配されるとするべきである。URMビルにある木造床の非弾性応答に対するモデル作成手順は、裸の金属デッキ床の非弾性モデルに対する手順を基本として用いるべきである。床の弱い連結が接合部破壊を起こすなら、要素の非線形をモデルに連動させることは出来ない。

5.8.3.3. 強度及び変形許容基準

A . 線形静的及び動的手順

非構造用コンクリートを打った金属デッキ床の耐力は I C B O 報告書、製造者のカタログまたは S D I マニュアルに示す。接合部崩壊やコンクリートの適正な強度が失われた時、非弾性作用及び靱性は制限される。制限される場合、床のせん断は金属デッキのみを用いて計算する（裸のデッキに対して節 5.8.1 参照）。一般に、金属デッキとコンクリート床板における非弾性作用は小さいか、ないとし、架構部材との接合を適性に行わなければならない。

多くの場合、ローラー支持又はピン支持材の喪失を招かないとしても、床板の崩壊は生命安全とは考えない。より高い挙動の目的は、荷重伝達メカニズムが喪失されないことを保証するために、接合部の損傷又は充填コンクリート床の欠如の総量を限定する。変形は、指定した挙動レベルにおける他の要素（構造、非構造を問わず）の損傷をひき起す撓みの敷居値より下に制限しなければならない。

接合部崩壊は荷重限界であるので、式 3 - 19 を用いなければならない。デッキのせん断破壊はコンクリートの亀裂とメタルデッキの列傷を招くので、I O、L S 又は C P 挙動レベルに対する m の値は夫々 1 , 2 , 又は 3 である。パネルの座屈又はプレートの座屈は、I O、L S 又は C P に対する m の値は夫々 1 , 2 , 又は 3 である。S D I 計算手順は強度に対して用いなければならないし、又強度レベルに対する許容値を取る為に I C B O 値の倍率を使用しなければならない。

5.8.3.4. 改修方法

コメントリ - 参照。

5.8.4. 水平ブレース（鋼製トラス床）

5.8.4.1. 概要

水平鋼製ブレース（鋼製トラス床）は裸の金属デッキ屋根に、床剛性と強度がせん断力を転移するのに十分である状態で用いることができる。鋼製床要素は、通常鋼構造の垂直架構に見られる。鉄骨トラスは競技場、屋外展示場、公会堂、工場など長スパンの構造物により一般的に用いられる。大きなスパン対成の比率の床は鉄骨トラスの附加によって補剛される。剛性や強度が不足している床に対して追加する鉄骨トラスは適正な強化法である。

水平鋼製ブレース（鋼製トラス床）は種々の構造形状で制作される。幅広フランジのトラス弦材は床の重力を支える梁の機能も有する。コンクリートを充填しない工場の金属デッキ屋根のような軽い荷重条件では、引張のみに働く鉄筋で構成する。大きな荷重の掛かる鉄骨トラス床に対する斜材は、引張にも圧縮にも幅広材、鋼管その他の構造要素で構成される。トラス要素の接合部は、通常最大床剛性を有し、純粋軸力が作用することを保証する集芯である。これらの接合部は通常重力荷重に抵抗するトラスと類似している。コンクリートは金属デッキの上に充填するから、コンクリートとトラスの関連した剛性の考慮が必要である。

5.8.4.2. 解析の為のスティッフネス

A．線形静的及び動的手順

既存トラス床システムは撓みを制御する軸力剛性の水平トラス要素（鉄骨ブレース架構と同様）としてモデル化される。節点は普通ピンとする。モーメント抵抗力を有する又は接合部に偏芯を引起す場合、節点剛性を考慮しなければならない。金属デッキを被う充填コンクリートとの剛性組合せある場合には必要である。垂直要素への横荷重の配分にはトラス床の剛性を考慮しなければならない。

鉄骨トラスを耐震性の強化の一部として加えた場合には、強化した床システム（剛性適合）の新旧要素の相互作用を考慮しなければならない。新旧床要素間の荷重転移メカニズムを、強化した床架構システムの剛性決定に、考慮しなければならない。

上記した既存床トラスに対する手順は、新規の床にも適用する。強化した床システム（剛性適合）の新旧要素の相互作用を考慮しなければならない。新旧床要素間の荷重転移メカニズムを、強化した床架構システムの剛性決定に、考慮しなければならない。

モデル作成上の仮定と制約はトラス接合部のモデル化、荷重転移、と床要素間の相互作用に関連したコメントを参照のこと。

トラス床の要素に対する技術基準はC B Fに対するものと同じである。

B．非線形静的手順

トラス床の非線形特性は、通常非弾性地震解析に含めない。トラス床の場合、トラス床の場合、ブレース付き鉄骨架構の非弾性解析モデルが適している。トラス床の非弾性変形限界は前述のブレース付き鉄骨架構のそれとは異なる。（コンクリートで覆った床の一貫性）

5.8.4.3. 強度及び変形許容基準

トラス床要素の部材耐力はブレース鉄骨架構部材に対するものと同じ手法で計算する。これらのトラス部材に対する計算に、重力荷重効果を含める必要がある。コンクリート充填の有無を問わず、金属デッキによる横力の支持条件を考慮しなければならない。接合部におけるトラスの種々の部材間とトラスと架構要素間の力の転移は荷重パス達成の検証を考慮しなければならない。

多くの場合、床の降伏がローラー支持又はピン支持の喪失を招かないとしても、生命安全状態ではない。より高い挙動の目標は、荷重転移メカニズムが完全であることを保証するために、接合部又はブレース要素の損傷の総量を限定するところに置くべきである。変形は、指定した挙動レベルにおける他の要素（構造、非構造を問わず）の損傷を引起す撓みの敷居値より下に制限しなければならない。それらの値は鉄骨ブレース架構の値と同じに確立しなければならない。

使用するmの値は表5 - 7に示すC B Fの要素に対するものの半分である。

A．非線形静的解析

C B Fに対して用いる手順と同様の手順を用いなければならないが、変形限界は表5 - 8におけるC B Fに対して示したものの半分にするべきである。

5.8.4.4. 改修方法

コメントリ - 参照。

5.8.5. アーチ式床

5.8.5.1. 概要

鉄骨ビルにおけるアーチ式床は、必要な水平力に対しての抵抗する梁と緊結した鉄骨床梁スパンを浅いレンガアーチで作られる。アーチ式鉄骨床要素は、鉄骨架構の鉛直システムと共に古い鉄骨ビルには常に見られる。煉瓦アーチは通常低強度の無筋コンクリートで覆われる。多くの実例では、種々のアーチ床システムは請負業者の特許である。

5.8.5.2. 解析の為のスティッフネス

A . 線形静的及び動的手順

既存のアーチ式床システムはアーチとコンクリートの等価厚の水平床としてモデル化する。鉄鋼梁とアーチの圧縮構成要素の間にトラス構成要素があると考えるが良い。アーチ床の柔性は、特にスパンが長い場合、鉛直構成要素に横力を配分すると考えなければならない。

既存床ダイヤに対する前に述べた全てのコメントはアーチ床ダイヤに適応する。強化した構成要素（スティッフネス適合）の新規と既存構成要素間の相互作用は鋼製トラスが耐震性グレードアップの一部として加えられたと考えなければならない。新規と既存床ダイヤ構成要素間の荷重伝達メカニズムは強化床ダイヤの柔性の決定に考慮しなければならない。

モデル化の過程と限界に対して、荷重伝達に関する前記コメントと床ダイヤ構成要素間の相互作用を参照のこと。解析は弾性床ダイヤ応答仮定が成り立つことの検証が必要である。

B . 非線形静的手順

アーチ式床ダイヤの非弾性特性は耐震解析に対する注意事項を守らなければならない。アーチ式床ダイヤの場合、無筋石造ビルのアーチ式木造床と同様の非弾性モデルが適当である。アーチ式床ダイヤの変形限界はコンクリート充填床ダイヤより低くなければならない。

5.8.5.3. 強度及び変形許容基準

アーチ式床ダイヤ要素の部材性能は鉄鋼梁部材を除き、引張性能は無しか非常に小さく仮定して計算する。重力荷重効果を全ての床ダイヤ要素の計算に含めなければならない。種々の部材間及び架構構成要素間の応力伝達メカニズムについて、荷重パスの完結を検証することを考慮しなければならない。

多くの場合、床ダイヤの傷みは、アーチ構成要素の鉛直支持性能喪失による、生命安全配慮に帰結できる。より高い挙動に対する目標は、荷重伝達を完全に行うことを可能にする、斜め引張の総量を制限することである。変形は、指定した挙動レベルにおける他の要素に損傷を引き起こす撓みの敷居値を、下回らなければならない。これらの値は、鉄骨架構に対する変形と共に確立しなければならない。アーチ式床ダイヤ要素は荷重 - 限界として考え、式 3 - 19 を用いなければならない。

5.8.5.4. 改修方法

コメントリ - 参照。

5.8.6. 桁及び集積構成要素

5.8.6.1. 概要

ここまでに述べてきた全ての床に対する桁及び集積構成要素は通常床を支える鋼製架構からなる。構造コンクリートが有るとき、追加のスラブ鉄筋が引張荷重に対して、床が圧縮荷重に対して、桁もし

くは集積構成要素として作用する。鉄筋が弦又は集積要素として働く時、スポット溶接又はファスナーでデッキに接合する。鉄筋が弦又は集積要素として働く時、荷重転移は鉄筋とコンクリートの付着を通じて行われる。

5.8.6.2. 解析の為にスティブネス

モデル作成上の仮定は架構要素に用いるものと同じである。

5.8.6.3. 強度及び変形許容基準

桁及び集積構成要素の耐力は AISC-LRFD 仕様 (1994a) 及び ACI-318 (ACI, 19956 章参考文献参照) 設計ガイドに示されている。非線形作用は床の構成に従って生じる。床又は横力抵抗システムにおける降伏又は靱性喪失を引き起こす力に対して桁及び集積構成要素を設計することが望ましい。従って、桁及び集積構成要素は荷重パスにおける弱いリンクではない。ある場合には、梁が桁及び集積構成要素として働き、鉛直支持を弱める時、桁及び集積構成要素の崩壊は生命安全考慮の結果となる。より高い挙動に対する目標は、完全な荷重パスを保持する為に、応力と桁及び集積構成要素の崩壊を制限する事である。

集積装置として働く床を支える鉄骨架構部材のあるビルにおいて、要素は引張と圧縮が交互に生じる。床に対する全ての接合部が充分であれば、床は弦材の座屈を防止するから、1, 6 及び 8 に等しい m の値は、IO、LS 及び CP に対して夫々使用して良い。もし床が単に桁及び集積構成要素の座屈に対して制限するのみであれば、m の値は 1, 2 及び 3 が使われる。桁及び集積構成要素地震荷重に沿って鉛直荷重を伝達する場合、式 5 - 10 及び 5 - 11 を用いて組合せ荷重を持つ部座としてチェックしなければならない。床と集積装置を接合する溶接及び接合部は荷重制御で考えなければならない。

5.8.6.4. 改修方法

コメントリ - 参照。

5.9. 鋼製杭基礎

5.9.1. 概要

鋼製杭はビルの基礎の最も一般的な要素の一つである。広幅型 (Hパイル) 又はコンクリートを充填しない円筒が最も普通の形状である。杭は通常群で打ちこむ。鉄筋コンクリートパイルキャップはグループ毎に固め、ベースプレートを付けた鋼製柱をアンカーボルトでベースキャップに緊結する。

杭は2方向の一つに強度とスティブネスを持たせる。ビル立地のそれほど深くない位置に非常に強い土又は岩があれば、杭の力は直接土又は岩の表面に伝達する。そうでない場合摩擦力を通じて荷重が伝達する様に設計する。全ての基礎の設計は本ガイドラインの4章でカバーする。鋼製パイルの設計は次の項でカバーする。

5.9.2. 解析の為にスティブネス

もしパイルキャップのグレードが低いと、土に対するパイルキャップの支持力からスティブネスの大部分が決まる。土の等価パネは4章の記述から取れる。パイルは又、土に対する曲げとスベリを通じて大きなスティブネスがある。パイル間隔が近ければ、スティブネスに対する有効なパイル貢献は、減少する。この群効果は基礎と強度計算時に、勘定に入れなければならない。より詳細な議論はコメントリ - 、節 C5.9.2 及び本ガイドライン4章参照。

5.9.3. 強度及び変形許容基準

鋼製パイルの座屈は土が横支持をするので考慮しない。パイルのモーメント二つの方法で計算する。第一は、有効支持点を見出す弾性方法である。パイルは片持ち柱として設計する。第二は、非線形手法で、無料で計算できるプログラムが必要である。詳細はコメントリ - 節 C5.9.2 を参照。

軸力と最大曲げモーメントが分かれば、パイル強度の許容基準は、式 5 - 10 に示す鉄骨柱と同じである。式 5 - 10 の期待軸力と剛性不釣合い長さがゼロになる計算を行う。式 5 - 11 を鋼製パイルに適用することはできないので要注意。これらの基準のほか、液状化を考慮する時にはコメントリ - 節 C5.9.2 参照。

5.9.4. 鋼製杭基礎の改修方法

パイルキャップの改修は 6 章で補う。章 4 は基礎要素の改修に対する一般的基準を補う。殆どの場合、既存パイルの改修は不可能である。既存パイル群の近くに追加のパイルを打ち、新たにパイルキャップを加えて剛性と強度を増す。新旧パイルキャップをエポキシの埋め込み栓か他の方法で接続して、一体化挙動を得る。

5.10. 定義

Beam : 主として縦方向に荷重を伝達する構造部材 ; 耐震架構システムの水平材。

Braced frame : 本質的には、横力に抵抗する集芯又は偏芯タイプの鉛直トラスシステム。

Concentric braced frame(CBF) : 部材に軸力のみが掛かるブレース架構。

Connection : 一つの要素又は構成要素から他の要素又は構成要素に作用を転移する要素又は構成要素間のリンク。作用のタイプ (モーメント、せん断力、軸力) によって分類され、接合部は、靱性を持たない。

Continuity plates : パネルゾーンの上部又は下部の柱補剛材。

Diagonal bracing : 主として軸方向荷重を伝える斜め方向の構造部材、水平力に抵抗するトラスとして働く構造架構を作るために使われる。

Dual system : 次の機能を有するビルに含まれる構造システム

- 鉛直荷重に対する支持を用意した基本的に完全な空間架構
- 横荷重の最低 25 % の抵抗力を有するモーメント抵抗架構 (特殊な又は普通のモーメント架構) に沿って、コンクリート又はせん断壁、鉄骨偏芯ブレース架構 (EBF) 又は集芯ブレース架構 (CBF) によって横荷重に対する抵抗力を用意する。
- 各システムは又、横力を剛性の比率で抵抗するように設計する。

Eccentric braced frame(EBF) : 柱、梁交点から偏芯した筋違いブレース付き架構

Joint : 2 以上の部材の交点

Lateral support member : 部材の横座屈または横ねじれ座屈を止めた部材

Link : EBF において、柱からブレースに伸び、斜めブレースと柱の間、又は EBF の二つのブレース間に位置する、梁の一部。Link の長さは斜めブレースと柱面の間、又は二つの斜めブレースの端部間。

Link intermediate web stiffeners : link の中に位置するウェブに直交する補剛板。

Link rotation angle : 指定した基本せん断力、 V を用いて導く link と link 外側の梁との間の塑性回転角

LRFD(Load and Resistance Factor Design) : 構造物が全ての設計荷重組み合わせが作用した時、どれも限界状態を超えないような、荷重と抵抗要素を用いた構造要素 (部材、接合部、接合要素、集合体) 調整方法。

Moment frame : 地震せん断力に、部材と架構節点のせん断力と撓みによって抵抗するビル架構システム。

Nominal strength : 荷重の影響に抵抗する構造物又は要素の能力。次により決定する

- (1) 指定した材料強度と大きさ及び構造メカニズムの許容原理から導いた式
- (2) 又は現地試験又は試験体作成時の影響および実験室と現地条件の差違を許容する縮小模型の実験室試験。

Ordinary Moment Frame (OMF) : A I S C (1 9 9 4 a) 5 章に新設に対する地震規定に定義する通常のモーメント架構 (O M F) の要求仕様に合致するモーメント架構システム。

P-Δ effect : 構造物の種々の要素における柱軸力と横変形の 2 次的効果。

Panel zone : 梁と柱フランジによって区画される、梁 柱接合部における柱の領域。

Required strength : 要因荷重 (最も適した限界荷重組み合わせを用いた) から構造解析によって決定する、要素又は接合部に作用する荷重効果 (妥当な力、モーメント、応力)

Resistance factor : 公表値から実際強度の不可避の偏差、及び不足の手段と必然性を計算する部材抵抗力に掛ける減少係数。

Slip-critical joint : 接合部の滑り抵抗が必要なボルト接合

Special Moment Frame (SMF) : 新たに建設する為の地震条項で定義する、架構に対する特別仕様に合致するモーメント架構システム

Structural system : 通常の相互作用又は相互依存を準備して相互接続した荷重転移要素の組立品

V-braced frame : 梁上下に配置する一組の斜めブレースを梁の内法スパンの一点に接続する集心ブレース架構 (C B F)。

X-braced frame : 一組の斜めブレースブレースの中間付近で交差する集心ブレース架構 (C B F)。

Y-braced frame : Y 型の脚が E B F システムのリンクとなる偏芯ブレース架構 (E B F)

5.11. 記号

初回使用で定義された記号で、その後使用されないものについては、このリストに含まれていないこともある。

A_b	ボルト又はリベットの全断面積 (in. ²)
A_c	リベット断面積 (in. ²)
A_e	有効ネット断面積 (in. ²)
A_f	部材のフランジ断面積 (in. ²)
A_g	全断面積 (in. ²)
$A_{s t}$	l i n k 補剛材の断面積 (in. ²)
A_w	有効溶接断面積 (in. ²)
C_b	A I S C (1 9 9 4 a) に示す不等分布モーメントの影響の為の係数
E	弾性体のヤング係数 (29,000ksi)

F_{EXY}	溶接金属強度の分類 (ksi)
F_{te}	期待引張強度 (ksi)
F_v	ボルト又はリベットの設計せん断強度 (ksi)
F_y	使用している鉄鋼タイプに対する指定した最小降伏応力度 (ksi)
F_{yb}	梁の F_y (ksi)
F_{yc}	柱の F_y (ksi)
F_{ye}	期待降伏強度 (ksi)
F_{yf}	フランジの F_y (ksi)
G	鉄鋼のせん断弾性係数 (11.200ksi)
I_b	梁の断面 2 次モーメント (in. ⁴)
I_c	柱の断面 2 次モーメント (in. ⁴)
K	ブレースに対する長さ係数 (AISC,1994a 参照)
K_e	リンク梁の剛性 (kip/in.)
K_s	接合部の回転剛性 (kip-in./rad)
K_w	壁の剛性 (kip/in.)
K	部分的に拘束された接合部の回転剛性 (kip-in./rad)
L	ブレース部材長 (in.)
L_p	有効な全塑性モーメント性能に対する横補剛点間距離限界
L_r	梁の弾性横捻り座屈が破壊モードを起こす横支持点間距離限界
M_{CE}	部材又は接合部の期待撓み強度 (kip-in)
M_{CEx}	x 軸についての期待部材曲げ強度 (kip-in)
M_{CEy}	y 軸についての期待部材曲げ強度 (kip-in)
M_p	塑性曲げモーメント (kip-in)
M_x	x 軸に関する部材曲げモーメント (kip-in)
M_y	y 軸に関する部材曲げモーメント (kip-in)
N_b	ボルト又はリベット本数
P	部材の軸力 (kips)
PR	部分的拘束
P_{cr}	ブレースの限界圧縮強度 (kips)
P_{CL}	柱の下限軸方向強度 (kips)
P_u	柱又はリンクの必要軸方向強度 (kips)
P_{ye}	部材の期待降伏軸方向強度 = $F_{ye} A_g$ (kips)
Q_{CE}	変形制御作用で対象とする変形レベルにおける要素又は構成要素の期待強度
Q_{CL}	荷重制御作用に対し対象とする変形レベルにおける要素又は構成要素の下限推定強度
V_{CE}	部材のせん断耐力
V_{CE}	リンク梁のせん断耐力
V_{ya}	軸方向荷重の大きさによって修正された部材の公表せん断耐力

Z	塑性断面係数
a	柱間の壁の内法間隔
b	圧縮構成要素の幅
b _a	接合部大きさ
b _{c f}	柱フランジ幅
b _f	フランジ幅
b _t	接合部大きさ
d	部材の全体成
d _b	梁の全体成
d _c	柱全体成
d _v	ボルト又はリベット径
d _z	連続プレート間のパネルゾーン全体成
e	E B F リンク長さ
h	柱梁接合部上下間の平均層高さ
h	梁間の壁内法高さ
h	圧縮フランジ、引張フランジ間の内法高さ
h _c	安定のための過程ウェブ成
h _v	層高さ
k _v	せん断座屈係数
l _b	梁長さ
l _c	柱長さ
m	要素作用の利用できる靱性を指定する、変形 制御要素又は構成要素の許容基準に用 いる修正係数
m _e	有効m
m _x	部材の x 軸に関する曲げに対する m
m _y	部材の y 軸に関する曲げに対する m
r	回転半径
r _y r _y	y 軸に関する回転半径
t	リンクステイフナーの厚み
t _a	アングルの厚み
t _{b f}	梁フランジ厚
t _{c f}	柱フランジ厚
t _f	フランジ厚
t _p	フランジプレート厚
t _p	ダブルプレートを含むパネルゾーン厚
t _w	プレート壁の厚み
t _z	パネルゾーン板厚

w	フランジアングルの長さ
w _z	柱フランジ間パネルゾーン幅
	一般化変形、無単位
i	層 i の層間変位を層高さで除した値
y	一般化変形、単位なし
	一般化変形角、radian
i	層間変位比、radian
y	一般化降伏変位
	要素特性に関する知識量に基づいて、既存要素に対して要素強度値を縮小するのに用いる信頼性係数（節 2.7.2 参照）
	細長比
p	密実構成要素に対する限界細長比
r	密実でない構成要素に対する限界細長比
	リンクの公表せん断強度 (V_y) に対する必要軸方向力 (P_u) の比
l _p	リンク梁の降伏変形
	抵抗係数 = 1.0

5.12. 参考文献

ACI, 1995, *Building Code Requirements for Reinforced Concrete: ACI 318-95*, American Concrete Institute, Detroit, Michigan.

AISC, 1994a, *Manual of Steel Construction, Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings (LRFD), Volume I, Structural Members, Specifications and Codes*, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.

AISC, 1994b, *Manual of Steel Construction, Load and Resistance Factor Design, Volume II, Connections*, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.

AISI, 1973, *The Criteria for Structural Applications for Steel Cables for Building, 1973 Edition*, American Iron and Steel Institute, Washington, D.C.

AISI, 1986, *Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members*, August 10, 1986 edition with December 11, 1989 Addendum, American Iron and Steel Institute, Chicago, Illinois.

ASCE, 1990, *Specification for the Design of Cold-Formed Steel Stainless Steel Structural Members*, Report No. ASCE-8, American Society of Civil Engineers, New York, New York.

BSSC, 1992, *NEHRP Handbook for the Seismic Evaluation of Existing Buildings*, developed by the Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency (Report No. FEMA 178), Washington, D.C.

BSSC, 1995, *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings, 1994 Edition, Part 1: Provisions and Part 2: Commentary*, prepared by the Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency (Reports No. FEMA 222A and 223A), Washington, D.C.

SAC, 1995, *Interim Guidelines: Evaluation, Repair, Modification and Design of Welded Steel Moment Frame Structures*, Report No. FEMA 267, developed by the SEAOC, ATC, and CUREE Joint Venture (Report No. SAC-95-02) for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

SDI, latest edition, *SDI Design Manual for Composite Decks, Form Decks and Roof Decks*, Steel Diaphragm Institute.

SJI, 1990, *Standard Specification, Load Tables and Weight Tables for Steel Joists and Joist Girders*, Steel Joist Institute, 1990 Edition.