5. 1層門型架構の水平加力実験

5.1. はじめに 184
5.2. 試験体および試験方法 184
5.2.1. 試験方法と使用材料 184
5.2.2. 柱梁接合部 186
5.2.3. 柱脚接合部 187
5.3. 実験結果と考察 189
5.3.1. 層せん断力‐層間変形角関係 189
5.3.2. 破壊性状 191
5.3.3. 柱梁材の反曲点 205
5.3.4. 集成材‐鋼板間ビス接合 208
5.3.5. 鋼板‐鋼板間高力ボルト接合 212
5.3.6. アンカーボルト接合 213
5.3.7. 接合部実験に基づく解析モデルとの検証 214
5.4. まとめ 216

5.1. はじめに

3 章、4 章で曲げ実験を行った柱梁接合部および柱脚接合部により構成された集成材半剛節門型架構の水平せん断変形挙動について、接合部実験より得たモーメント回転角関係を用いた実験的解析によって予測可能であることを検証することを目的とする。

5.2. 試験体および試験方法

5.2.1. 試験方法と使用材料

Fig. 5.1 に示す試験セットアップにおいて、柱梁断面 2-89×450mm、梁心高さ 2700mm、柱間距離 6000mm の対称 1 層門型フレームに対して水平加力実験を行った。載荷は梁心高さの水平変位による層間変形角によって制御した。その履歴は耐力壁の標準履歴と同様の 1/450 - 1/50rad に 1/30rad を加えて正負交番 3 回繰り返しとした（ジャッキ引き側：正、押し側：負)。履歴終了後、正方向に単調加力し、変形がジャッキストローク限界である 1/7rad 程度に達した時点で試験終了とした。

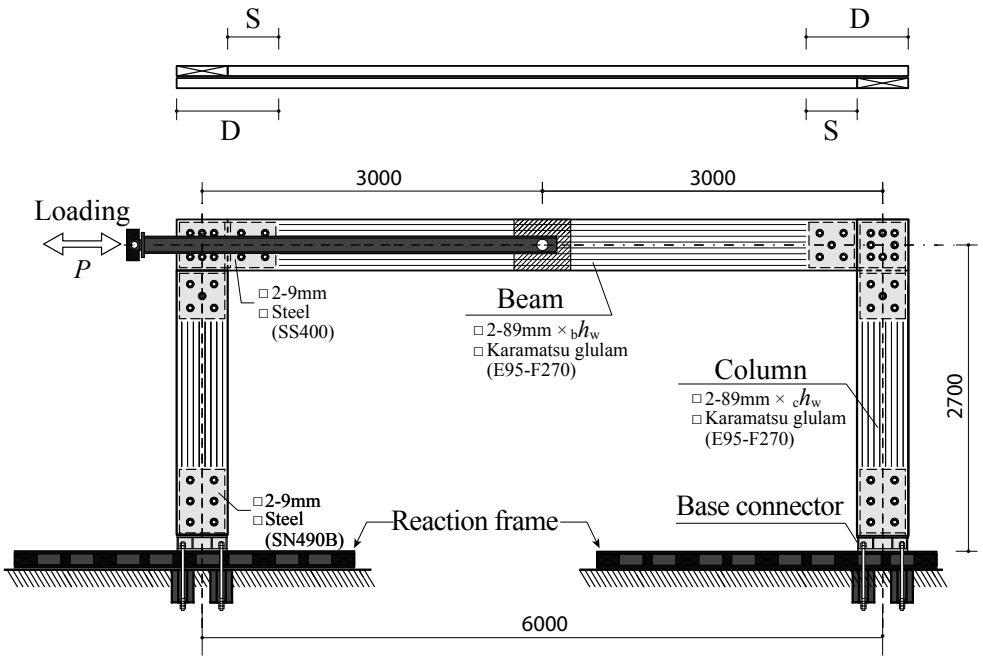


Fig. 5.1. Test setup

Fig. 5.2. Portal frame specimen

5.2.2. 柱梁接合部

試験体の柱梁接合部は、接合部実験における柱梁せい 450mm の仕様と同様とした。Fig. 5.3 に詳細を示す。

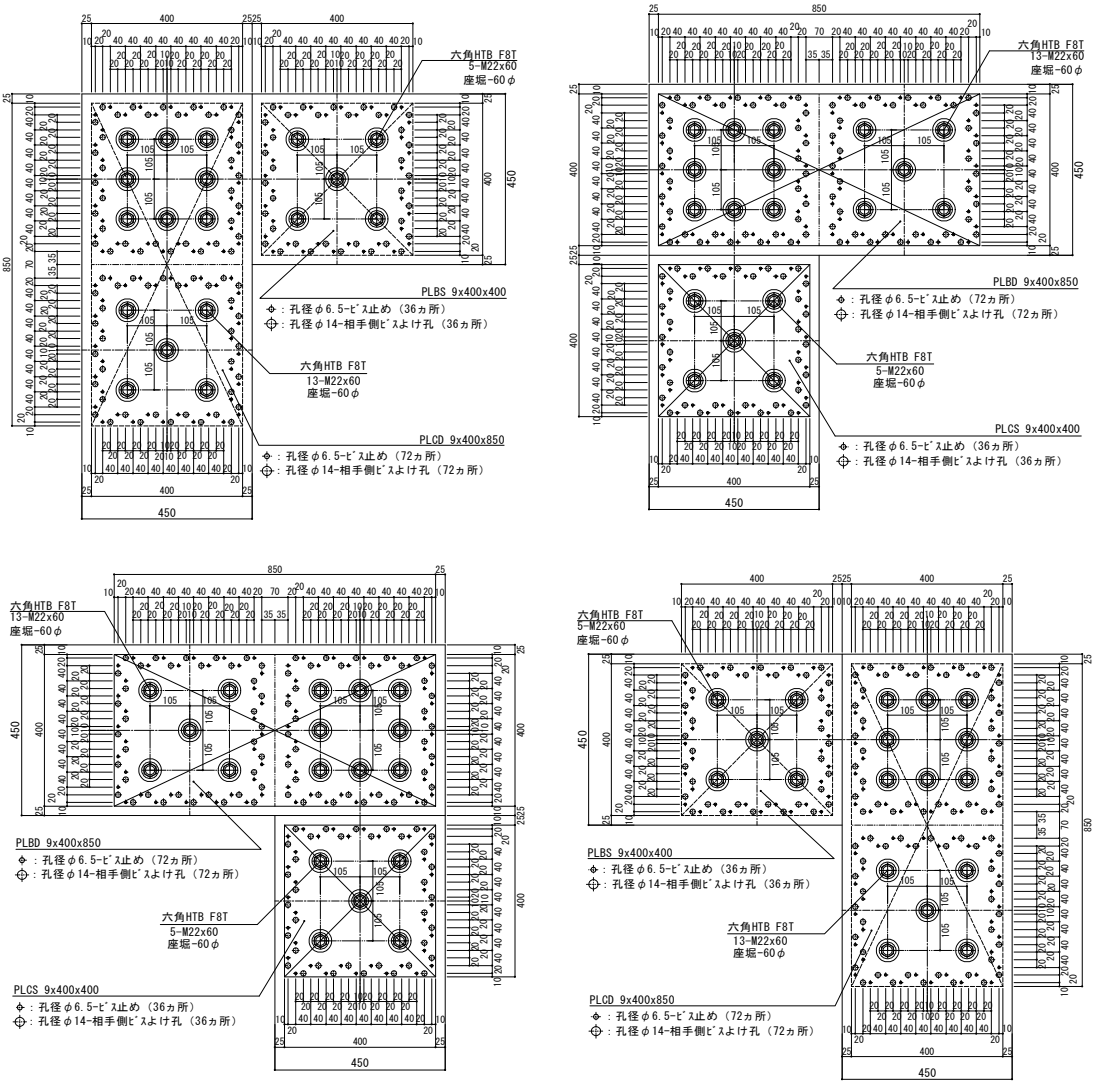


Fig. 5.3. Detail of beam-to-column joint

5.2.3. 柱脚接合部

試験体の柱脚接合部は、接合部実験における柱梁せい 450mm と基本的に同様とした。但し、柱脚金物に関し、接合部実験では TYPE A のみ試験したが、ここでは TYPE A、B を各 1 体ずつ用意した。試験体名をそれぞれ 450P-A、450-B とした。また、試験設備の都合上、アンカーボルトの長さが 16mm 長くなる。この影響は、アンカーボルト接合の剛性は 4％程度低下させる程のものである。また、高力ボルトの配置も 5 本→ 6 本となっている。Fig. 5.4 に柱脚接合部の仕様を示した。Fig. 5.5 にアンカーボルト接合部の仕様を示した。

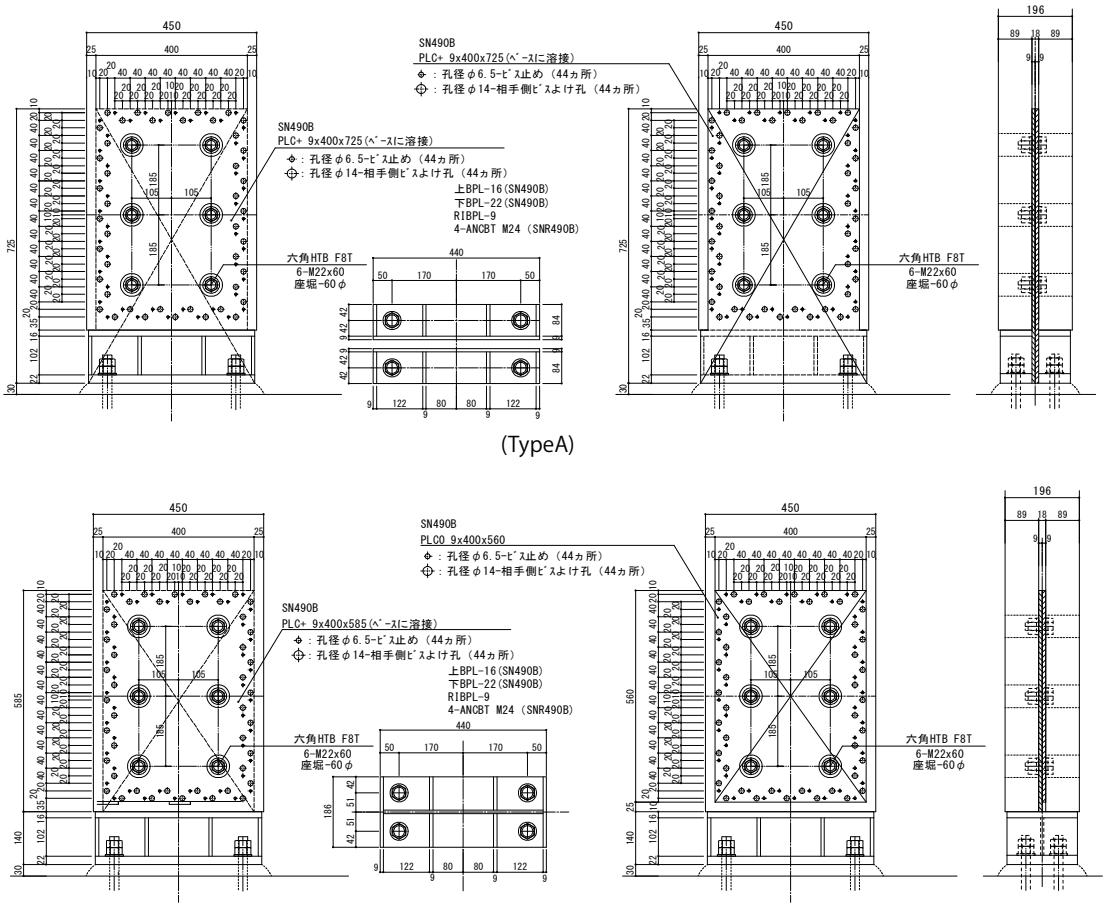


Fig. 5.4. Detail of column-to base- joint

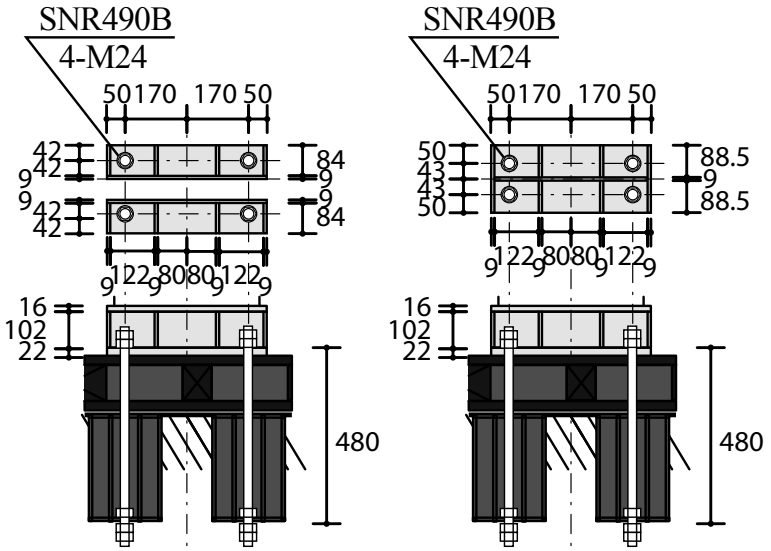


Fig. 5.5. Detail of Anchor bolted joint

5.3. 実験結果と考察

5.3.1. 層せん断力‐層間変形角関係

Fig. 5.6 に層せん断力‐層間変形角関係を、耐力壁の評価方法に倣って評価した特性値による完全弾塑性モデルとともに示す。Table. 5.1 に特性値を示す。柱脚金物のタイプによらずほぼ同様の挙動を示した。

以下に各試験体で確認された主な発生現象を纏めた。

(1) 450P-A

- 70kN 前後で柱梁接合部に微かなビスのめり込み音が発生した。
- 130kN 付近で柱梁接合部に顕著な、柱脚接合部では微かなビスのめり込み音が発生した。このとき、高力ボルト接合部のすべりによる剛性の低下を確認した。
- 150kN 前後でアンカーボルトの降伏による顕著な剛性低下を確認した。
- 220kN 付近で右側柱梁接合部母材のせん断破壊の発生を確認した。直後に左側柱梁接合部で同様の現象を確認した。
- 238kN で最大耐力を記録し、柱梁接合部母材に破壊を生じながら変位が進行し、加力装置のストローク限界によって試験終了となった。

(2) 450P-B

- 70kN 前後で柱梁接合部に微かなビスのめり込み音が発生した。
- 120kN 付近で柱梁接合部に顕著な、柱脚接合部では微かなビスのめり込み音が発生した。このとき、高力ボルト接合部のすべりによる剛性の低下を確認した。
- 160kN 前後でアンカーボルトの降伏による顕著な剛性低下を確認した。
- -160*kN* で加力装置に不具合が生じ、一気に荷重低下した。その後加力を続行した。
- 215kN 付近で左右の柱梁接合部母材のせん断破壊の発生を確認した。
- 240kN で最大耐力を記録し、柱梁接合部母材に破壊を生じながら変位が進行し、加力装置のストローク限界によって試験終了となった。

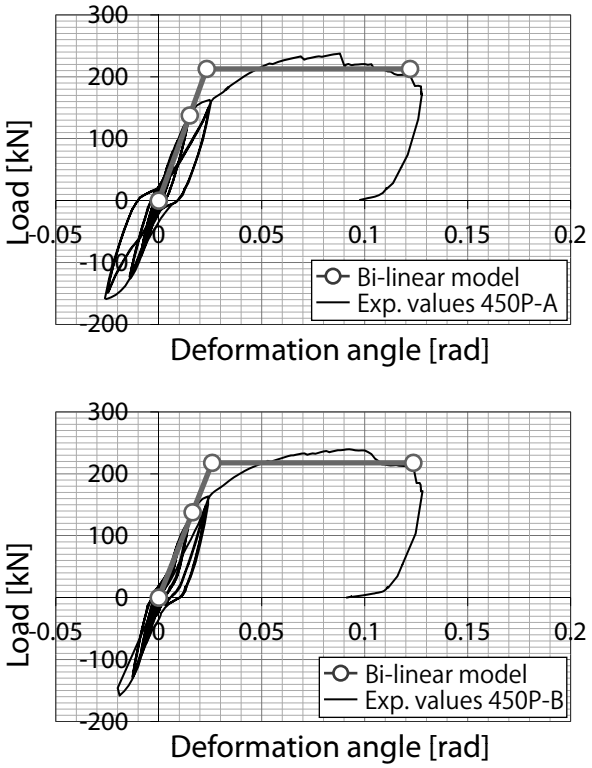


Fig. 5.6. Story shear force - story drift angle relationship

Table. 5.1. Properties of shear force resistance

		450P-TYPE1	450P-TYPE2
$P_{1/120}$	[kN]	92.2	82.2
P_y	[kN]	138	138
$0.2P_u \cdot (2\mu - 1)^{0.5}$	[kN]	131	127
2/3 Pmax	[kN]	158	160
γ_y	[rad]	0.0151	0.0164
γ_v	[rad]	0.0233	0.0259
γ_u	[rad]	0.1220	0.1236

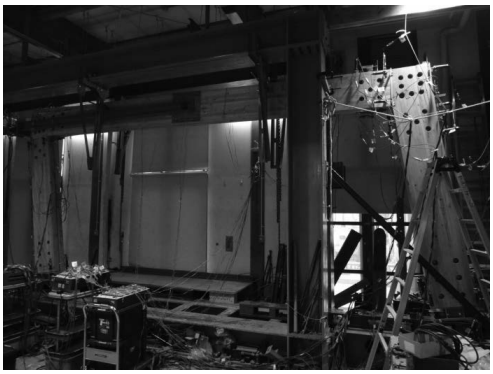
5.3.2. 破壊性状

Fig. 5.7~Fig. 5.12 に 450P-A について終局時に確認された破壊性状を纏めた。

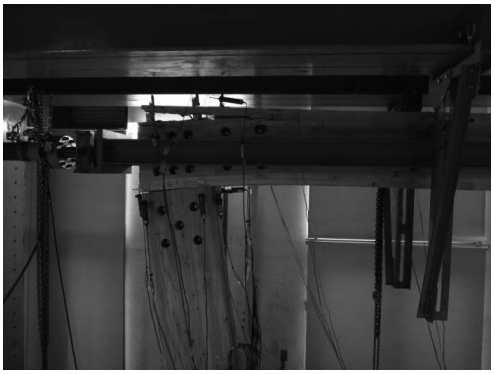
450P-A	左柱頭	BD	鋼板	・HTB 接合部 CD 側にすべりを示す塗料の剥落 ・曲げ変形
			ビス	・変形モードⅣ
			母材	・複数のビス列を伝う著しい割裂、座彫り孔周辺にせん断割裂 ・ビス配置図心近傍を中心とした回転を示す大きなビスすべり跡 ・CS 木口からの突き付けによるめり込み
		BS	鋼板	・ HTB 接合部のすべりを示す塗料の剥落
			ビス	・変形微小
			母材	・引張応力側にビス列を伝う割裂 ・ビス配置図心近傍を中心（圧縮縁寄り）とした回転を示す大きなビスすべり跡
		CD	鋼板	・HTB 接合部 BD 側にすべりを示す塗料の剥落
			ビス	・変形微小
			母材	・木口に割裂 ・中程度のビスすべり跡 ・BS 木口からの突き付けによるめり込み
		CS	鋼板	
			ビス	・変形微小
			母材	・小さなビスすべり跡
	左柱脚	C1	鋼板	
			ビス	・変形微小
			母材	・ビス配置図心近傍を中心（圧縮縁寄り）とした回転を示す中程度のビスすべり跡 ・木口圧縮側に割裂（縁からラミナ 4 層半）
		C2	鋼板	
			ビス	・変形微小
			母材	・ビス配置図心近傍を中心（圧縮縁寄り）とした回転を示す中程度のビスすべり跡 ・木口圧縮側に割裂（縁からラミナ 2 層半）
	右柱頭	BD	鋼板	・HTB 接合部 CD 側及び BS 側木口寄り 1 列にすべりを示す塗料の剥落
			ビス	・変形微小
			母材	・ビス配置図心近傍を中心（圧縮縁寄り）とした回転を示すわずかなビスすべり跡
		BS	鋼板	・HTB 接合部木口寄り 1 列にすべりを示す微かな塗料の剥落
			ビス	・変形微小
			母材	・ビス配置図心近傍を中心（圧縮縁寄り）とした回転を示す中程度のビスすべり跡
		CD	鋼板	・HTB 接合部 BD 側及び CS 側木口寄り 1 列にすべりを示す塗料の剥落 ・曲げ変形によるビス列を伝う破断線の発生
			ビス	・変形微小
			母材	・引張応力側に座彫り孔を伝う曲げ破壊 ・圧縮応力側にビス列を伝う割裂、座彫り孔周辺にせん断割裂
		CS	鋼板	・HTB 接合部木口寄り 1 列にすべりを示す微かな塗料の剥落
			ビス	・変形微小
			母材	・ビス配置図心近傍を中心（圧縮縁寄り）とした回転を示す大きなビスすべり跡
	右柱脚	C1	鋼板	
			ビス	・変形微小
			母材	・ビス配置図心近傍を中心（圧縮縁寄り）とした回転を示す中程度のビスすべり跡 ・木口圧縮側に割裂（縁からラミナ 2 層半）、引張応力側上部にビス列を伝う割裂
		C2	鋼板	
			ビス	・変形微小
			母材	・ビス配置図心近傍を中心（圧縮縁寄り）とした回転を示す中程度のビスすべり跡

450P-A

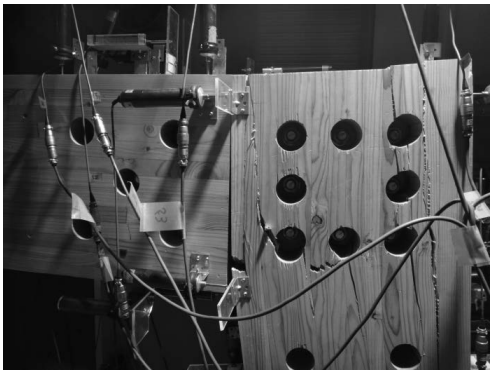
終局状態全景‐1（450P-A）



終局状態全景‐2（450P-A）



左柱頭 BD せん断割裂破壊の様子（450P-A）



右柱頭 CD せん断・曲げ破壊の様子（450P-A）

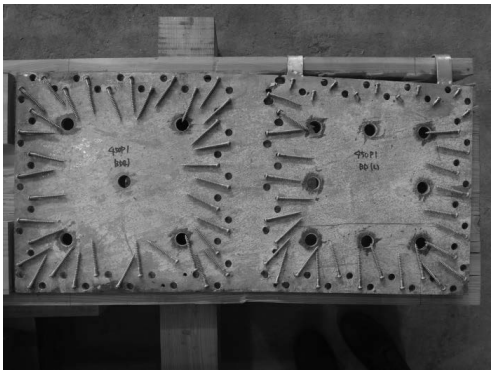
左柱脚接合部の回転（450P-A）

右柱脚接合部の回転（450P-A）

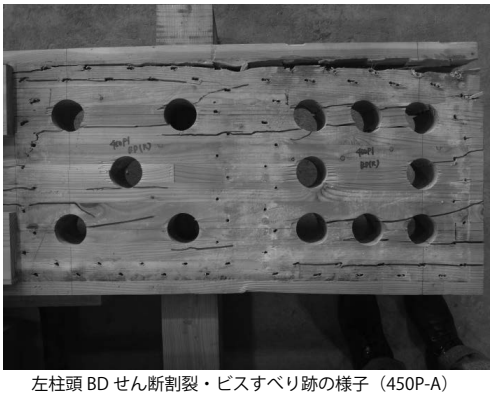
Fig. 5.7. Fracture of each part of 450P-A 1

左柱側アンカーボルトの伸び（450P-A）

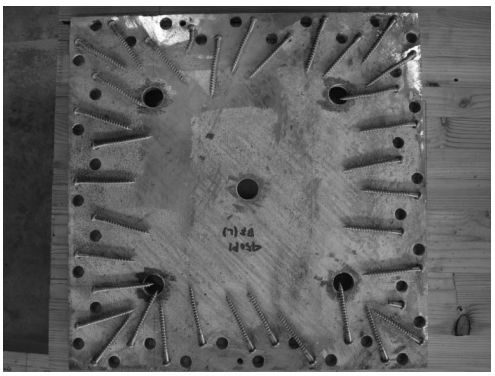
右柱側アンカーボルトの伸び（450P-A）



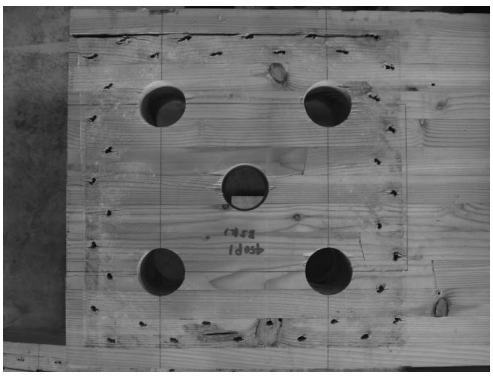
左柱頭 BD 鋼板・ビス変形の様子（450P-A）



左柱頭 BD せん断割裂・ビスすべり跡の様子（450P-A）

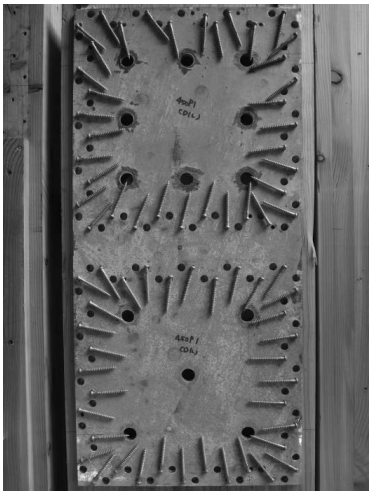


左柱頭 BS 鋼板・ビス変形の様子（450P-A）



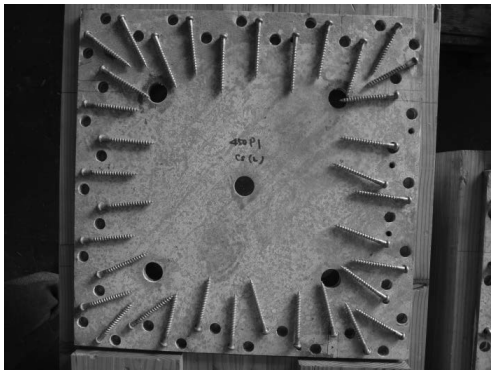
左柱頭 BS せん断割裂・ビスすべり跡の様子（450P-A）

Fig. 5.8. Fracture of each part of 450P-A 2

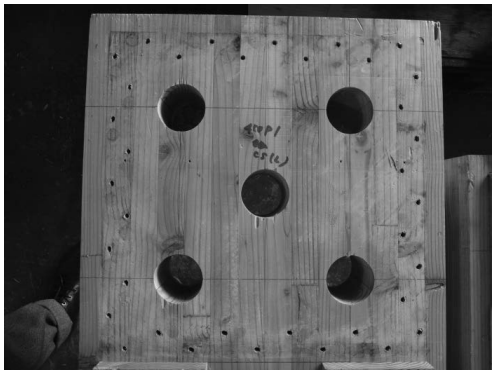


左柱頭 CD 鋼板・ビス変形の様子（450P-A）

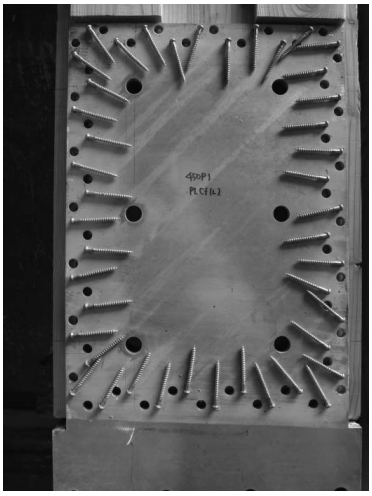
左柱頭 CD 木口割裂・ビスすべり跡の様子（450P-A）



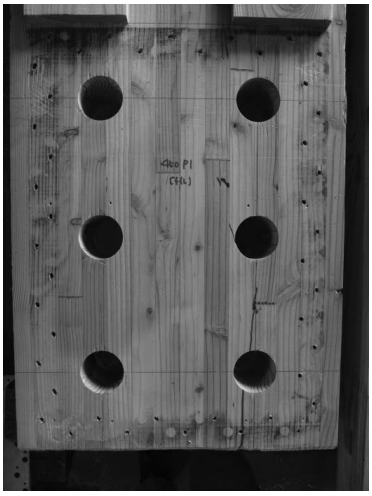
左柱頭 CS 鋼板・ビス変形の様子（450P-A）



左柱頭 CS ビスすべり跡の様子（450P-A）

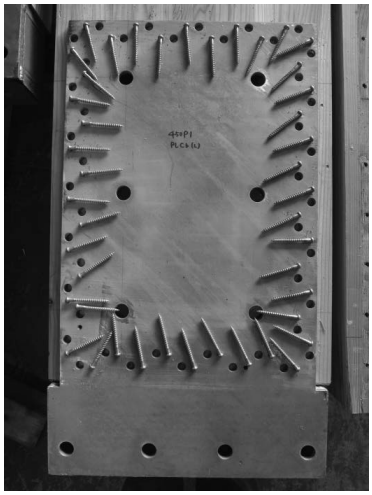


左柱脚 C1 鋼板・ビス変形の様子（450P-A）



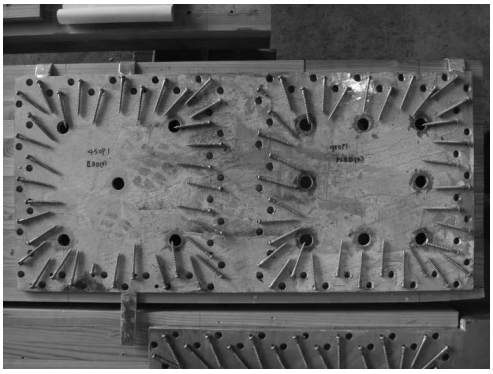
左柱脚 C1 木口割裂・ビスすべり跡の様子（450P-A）

Fig. 5.9. Fracture of each part of 450P-A 3

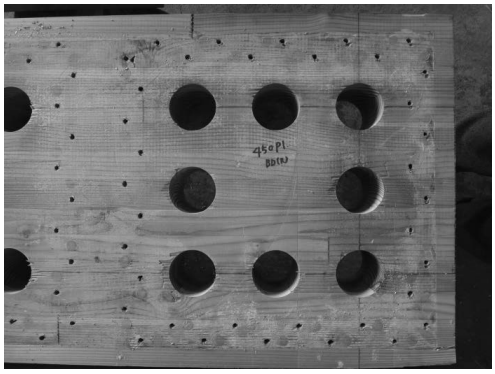


左柱脚 C2 鋼板・ビス変形の様子（450P-A）

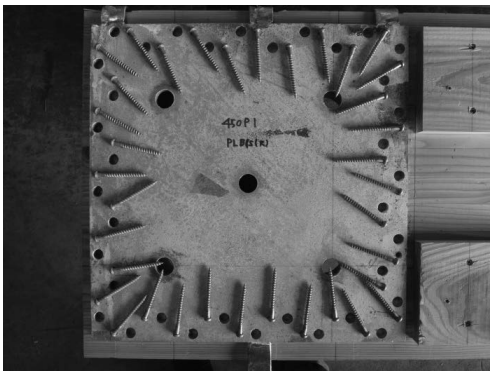
左柱脚 C2 木口割裂・ビスすべり跡の様子（450P-A）



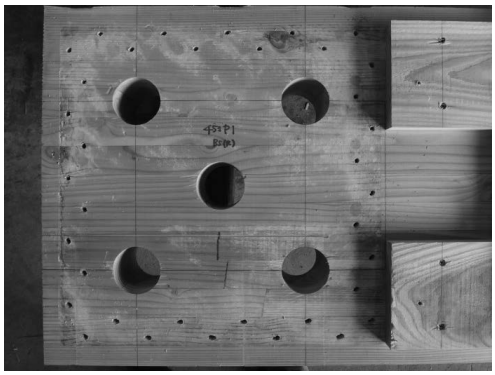
右柱頭 BD 鋼板・ビス変形の様子（450P-A）



右柱頭 BD ビスすべり跡の様子（450P-A）

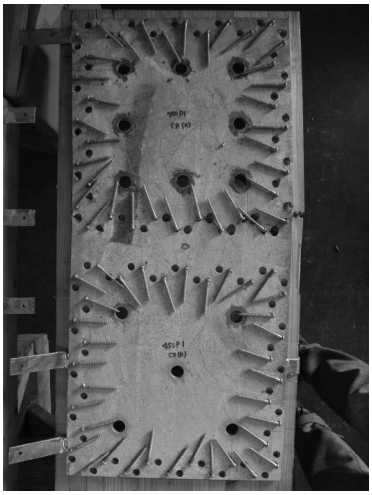


右柱頭 BS 鋼板・ビス変形の様子（450P-A）

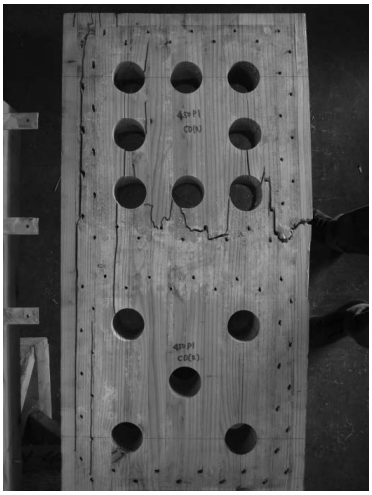


右柱頭 BS ビスすべり跡の様子（450P-A）

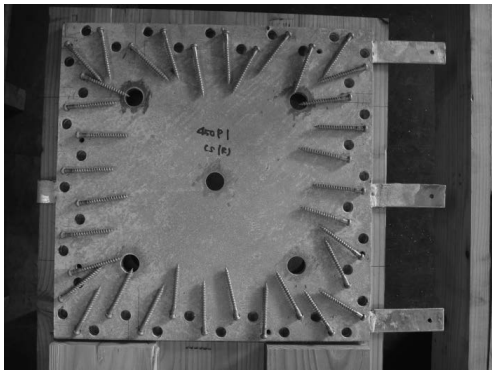
Fig. 5.10. Fracture of each part of 450P-A 4



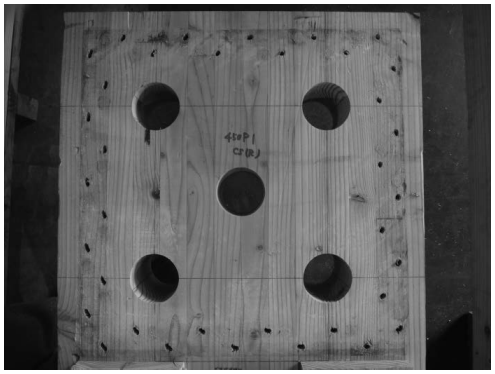
右柱頭 CD 鋼板・ビス変形の様子（450P-A）



右柱頭 CD 曲げ・せん断破壊・ビスすべり跡の様子（450P-A）

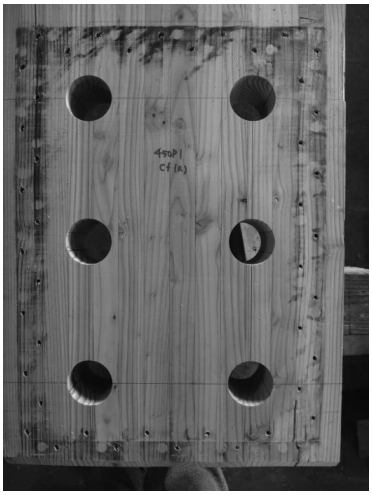


右柱頭 CS 鋼板・ビス変形の様子（450P-A）



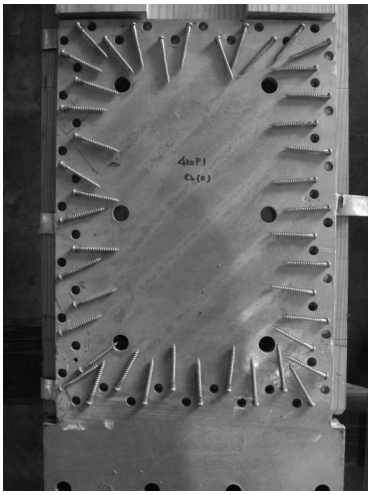
右柱頭 CS ビスすべり跡の様子（450P-A）

右柱脚 C1 鋼板・ビス変形の様子（450P-A）

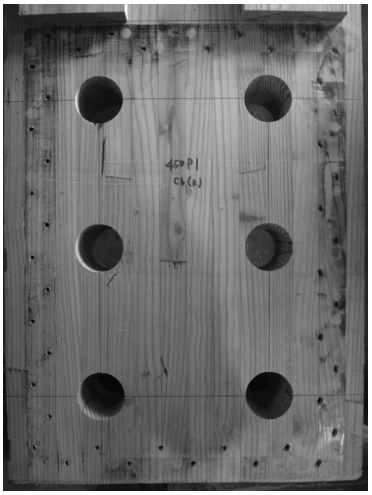


右柱脚 C1 木口割裂・ビスすべり跡の様子（450P-A）

Fig. 5.11. Fracture of each part of 450P-A 5



右柱脚 C2 鋼板・ビス変形の様子（450P-A）



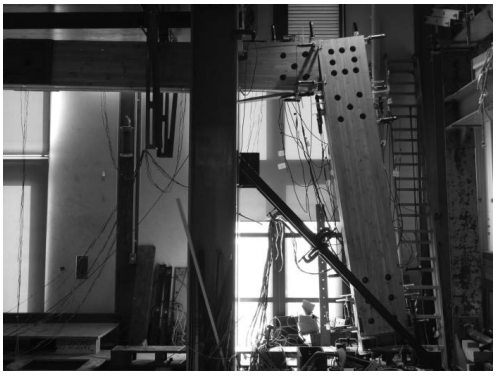
右柱脚 C2 ビスすべり跡の様子（450P-A）

Fig. 5.12. Fracture of each part of 450P-A 6

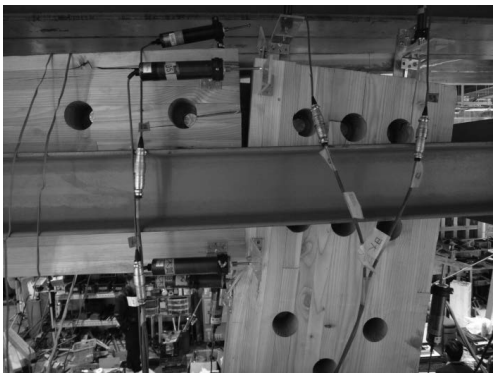
Fig. 5.13~Fig. 5.18 に 450P-B について終局時に確認された破壊性状を纏めた。

450P2	左柱頭	BD	鋼板	・HTB 接合部 CD 側にすべりを示す塗料の剥落 ・曲げ変形
			ビス	・変形小（モードⅣ）
			母材	・複数のビス列を伝う著しい割裂、座彫り孔周辺のせん断割裂 ・ビス配置図心近傍を中心とした回転を示す大きなビスすべり跡 ・CS 木口からの突き付けによるめり込み
		BS	鋼板	・ HTB 接合部のすべりを示す塗料の剥落
			ビス	・変形小（モードⅣ）
			母材	・複数のビス列を伝う著しい割裂、座彫り孔周辺のせん断割裂 ・ビス配置図心近傍を中心（圧縮縁寄り）とした回転を示す大きなビスすべり跡
		CD	鋼板	・HTB 接合部 BD 側及び CS 側木口寄り 1 列にすべりを示す塗料の剥落 ・曲げ変形
			ビス	・変形微小
			母材	・パネルゾーンにせん断割裂 ・中程度のビスすべり跡 ・BS 木口からの突き付けによるめり込み
		CS	鋼板	・HTB 接合部木口寄り 1 列にすべりを示す塗料の剥落
			ビス	・変形微小
			母材	・小さなビスすべり跡
	左柱脚	C1	鋼板	・HTB 接合部木口寄り 1 列にすべりを示す塗料の剥落 ・鋼製土台との溶接部近傍に曲げ変形を示すビス孔の楕円変形
			ビス	・変形微小
			母材	・ビス配置図心近傍を中心（圧縮縁寄り）とした回転を示す中程度のビスすべり跡 ・木口圧縮側に割裂（縁からラミナ 3 層半）
		C2	鋼板	・HTB 接合部木口寄り 1 列にすべりを示す塗料の剥落
			ビス	・変形微小
			母材	・ビス配置図心近傍を中心（圧縮縁寄り）とした回転を示す中程度のビスすべり跡 ・木口圧縮側に割裂（縁からラミナ 2 層半）
	右柱頭	BD	鋼板	・HTB 接合部 CD 側及び BS 側にすべりを示す塗料の剥落
			ビス	・変形微小
			母材	・ビス配置図心近傍を中心（圧縮縁寄り）とした回転を示す大きなビスすべり跡 ・座彫り孔周辺にせん断割裂（引張応力側では下列にわたり発生）
		BS	鋼板	・HTB 接合部にすべりを示す塗料の剥落
			ビス	・変形大（モードⅢ～Ⅳ）、多数破断
			母材	・複数のビス列を伝う著しい割裂、座彫り孔周辺に著しいせん断割裂 ・ビス配置図心近傍を中心（圧縮縁寄り）とした回転を示す中程度のビスすべり跡
		CD	鋼板	・HTB 接合部 BD 側及び CS 側木口寄り 1 列にすべりを示す塗料の剥落
			ビス	・変形微小
			母材	・ビス配置図心近傍を中心（圧縮縁寄り）とした回転を示す小さなビスすべり跡
		CS	鋼板	・HTB 接合部木口寄り 1 列にすべりを示す微かな塗料の剥落
			ビス	・変形微小
			母材	・ビス配置図心近傍を中心（圧縮縁寄り）とした回転を示す小さなビスすべり跡
	右柱脚	C1	鋼板	・HTB 接合部木口寄り 1 列にすべりを示す塗料の剥落
			ビス	・変形微小
			母材	・ビス配置図心近傍を中心（圧縮縁寄り）とした回転を示す中程度のビスすべり跡
		C2	鋼板	・HTB 接合部木口寄り 1 列にすべりを示す塗料の剥落 ・鋼製土台との溶接部近傍に曲げ変形を示すビス孔の楕円変形
			ビス	・変形微小
			母材	・ビス配置図心近傍を中心（圧縮縁寄り）とした回転を示す中程度のビスすべり跡 ・木口圧縮側に割裂（縁からラミナ 2 層半）

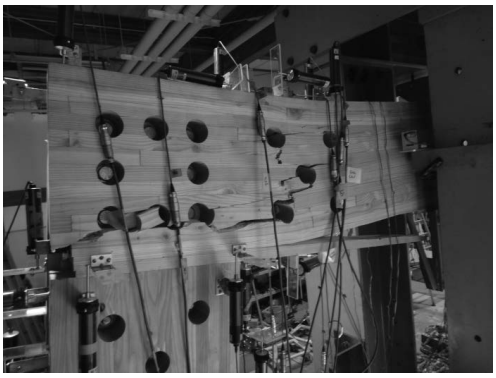
終局状態全景（450P2）



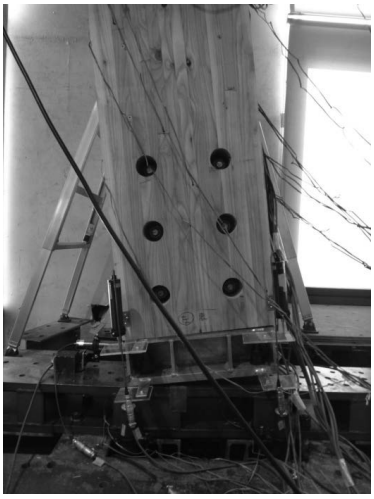
終局状態右側（450P2）



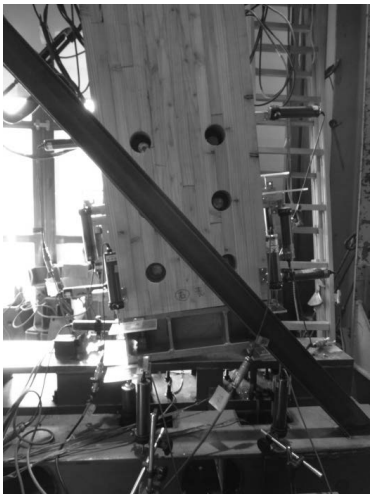
左柱頭裏面 BS・CD せん断破壊の様子（450P2）



右柱頭裏面 BD せん断破壊の様子（450P2）

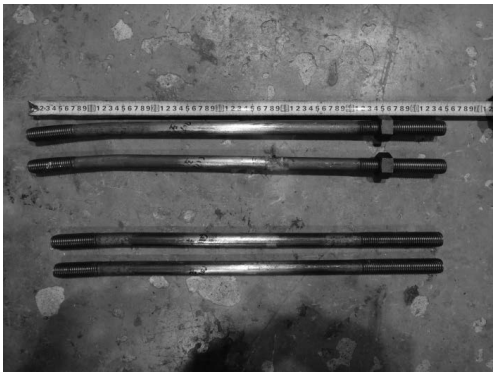


左柱脚接合部の回転の様子（450P2）

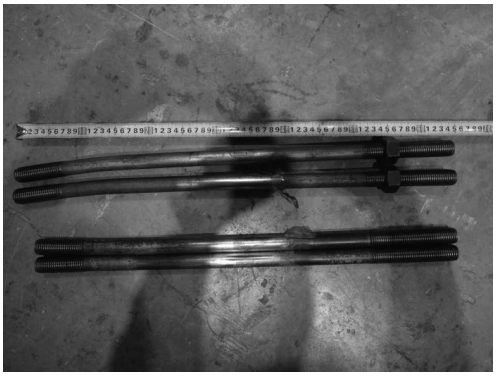


右柱脚接合部の回転の様子（450P2）

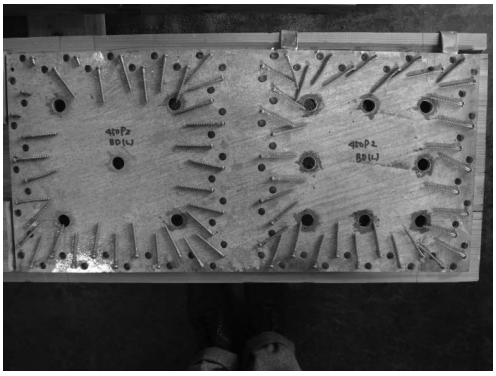
Fig. 5.13. Fracture of each part of 450P-B 1



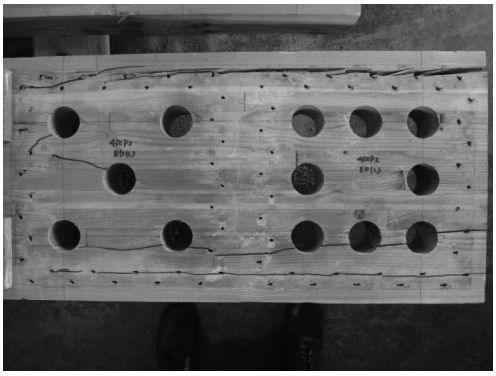
左柱側アンカーボルトの伸び（450P2）



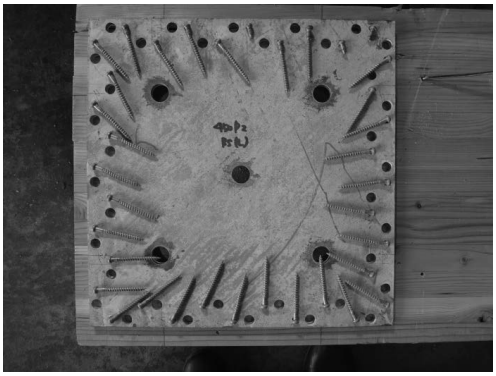
右柱側アンカーボルトの伸び（450P2）



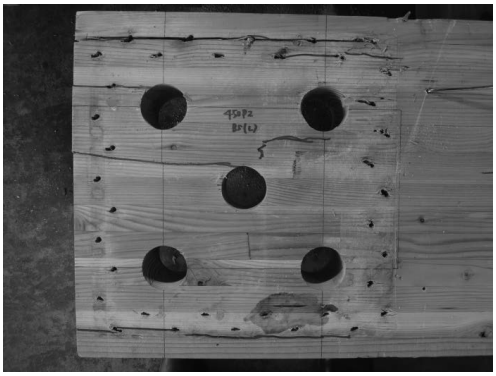
左柱頭 BD 鋼板・ビス変形の様子（450P2）



左柱頭 BD せん断割裂・ビスすべり跡の様子（450P2）

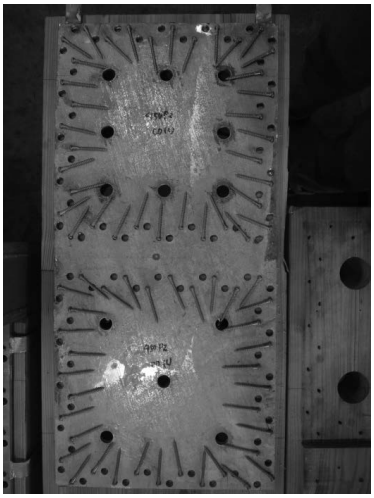


左柱頭 BS 鋼板・ビス変形の様子（450P2）



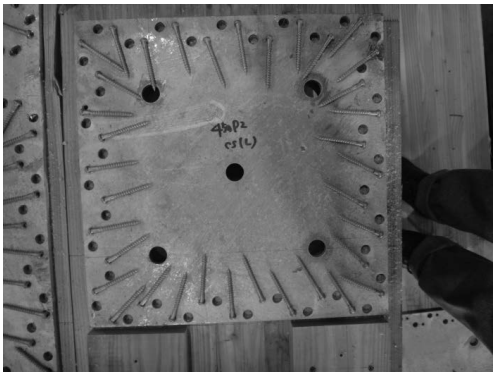
左柱頭 BS せん断割裂・ビスすべり跡の様子（450P2）

Fig. 5.14. Fracture of each part of 450P-B 2

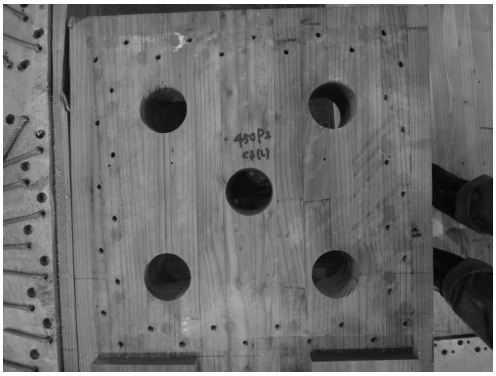


左柱頭 CD 鋼板・ビス変形の様子（450P2）

左柱頭 CD せん断割裂・ビスすべり跡の様子（450P2）



左柱頭 CS 鋼板・ビス変形の様子（450P2）

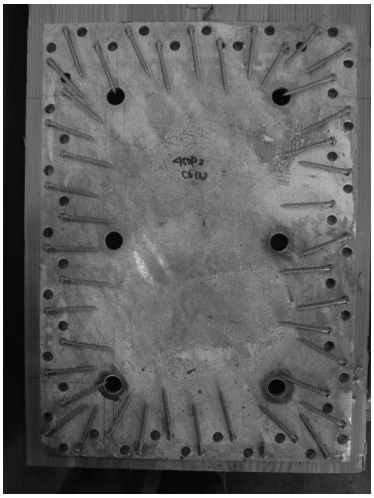


左柱頭 CS ビスすべり跡の様子（450P2）

左柱脚 C1 鋼板・ビス変形の様子（450P2）

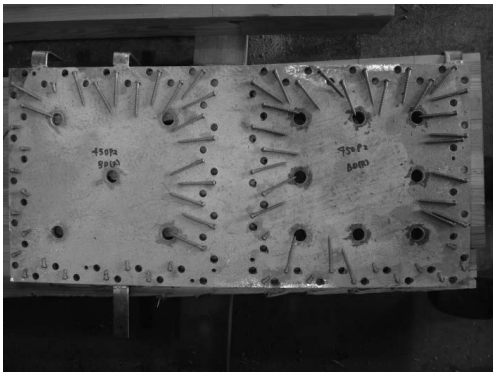
左柱脚 C1 ビスすべり跡・木口割裂の様子（450P2）

Fig. 5.15. Fracture of each part of 450P-B 3

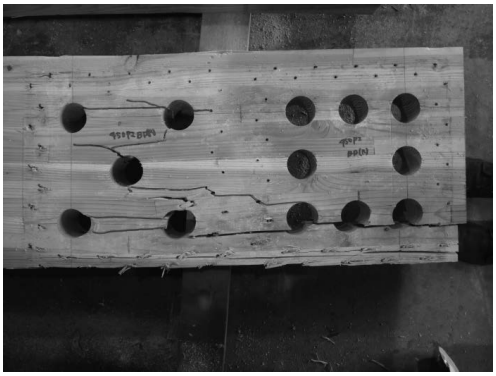


左柱脚 C2 鋼板・ビス変形の様子（450P2）

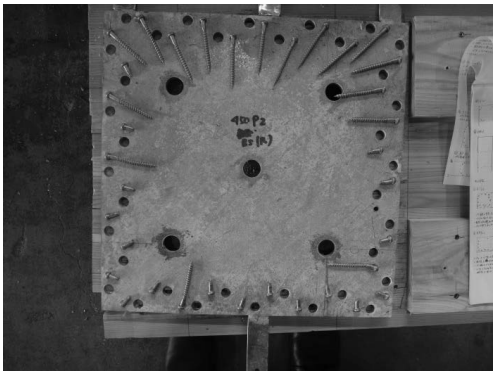
左柱脚 C2 ビスすべり跡・木口割裂の様子（450P2）



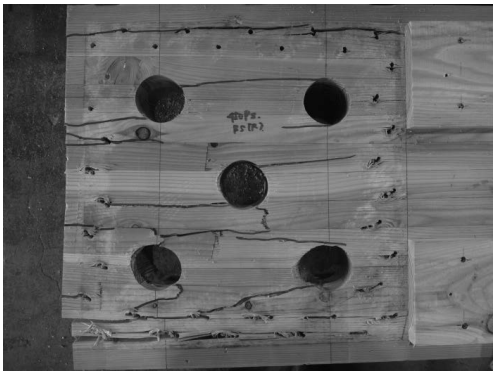
右柱頭 BD 鋼板・ビス変形の様子（450P2）



右柱頭 BD せん断割裂・ビスすべり跡の様子（450P2）

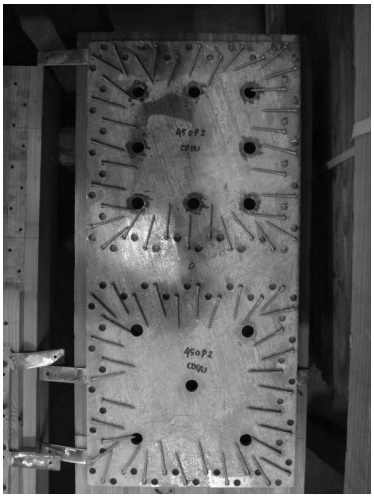


右柱頭 BS 鋼板・ビス変形の様子（450P2）



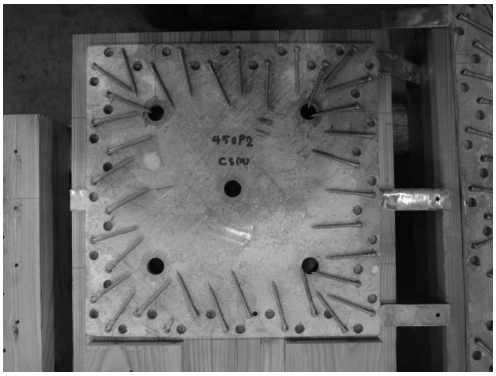
右柱頭 BS せん断割裂・ビスすべり跡の様子（450P2）

Fig. 5.16. Fracture of each part of 450P-B 4



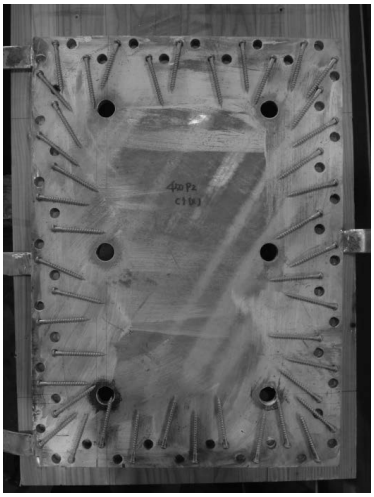
右柱頭 CD 鋼板・ビス変形の様子（450P2）

右柱頭 CD ビスすべり跡の様子（450P2）

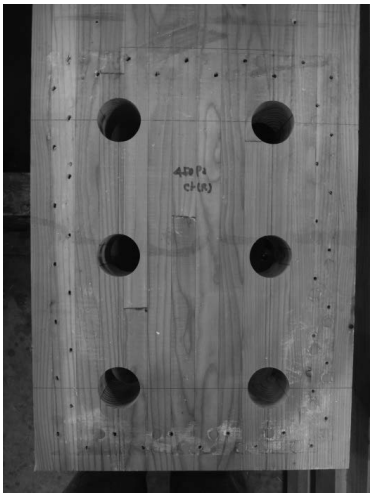


右柱頭 CS 鋼板・ビス変形の様子（450P2）

右柱頭 CS ビスすべり跡の様子（450P2）

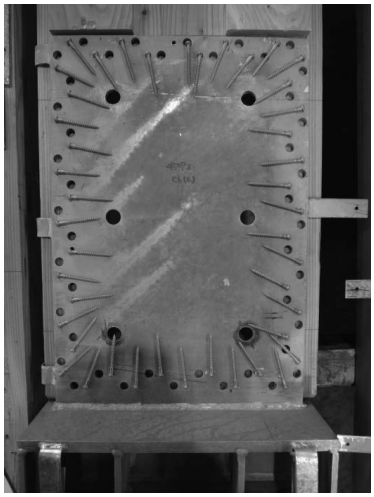


右柱脚 C1 鋼板・ビス変形の様子（450P2）



右柱脚 C1 ビスすべり跡（450P2）

Fig. 5.17. Fracture of each part of 450P-B 5



右柱脚 C2 鋼板・ビス変形の様子（450P2）

右柱脚 C2 ビスすべり跡・木口割裂の様子（450P2）

Fig. 5.18. Fracture of each part of 450P-B 6

5.3.3. 柱梁材の反曲点

Fig. 5.20 および Fig. 5.21 に 450P-A および 450P-B の左側柱材と梁材において測定した曲げひずみ度の分布を各履歴における最大荷重時のデータを抽出して示す。曲げひずみ度は材料定数と断面係数を乗ずればモーメント分布になる。以下ではモーメント分布として議論する。

梁材の分布に関して、いずれの試験体についても正負が反転する反曲点は履歴によらずほぼ中央にあった。柱材の分布に関して、いずれの試験体についても反曲点は柱高さの中間付近にあるいことが確認できる。

各履歴における柱梁の反曲点位置の推移を Fig. 5.19 に示す。梁材の反曲点は、いずれの試験体とも前述した通り 2 材ともにスパン中央でほぼ一定であった。柱材の反曲点は、450P-A ではわずかに上昇傾向にあり、450P-B での負方向加力時も同様の結果であった。これは、柱梁接合部が先行して降伏していることを意味する。しかし、450P-B の正方向加力時は 1/150rad までは減少傾向にあった。これは、一見柱脚接合部が先行して降伏していることを意味する様に思われるが、後述するが柱脚金物と反力金物の固定がスリップしたことが影響したと考えられる。尚、柱材に 2 材の反曲点位置はほぼ一致して推移した。

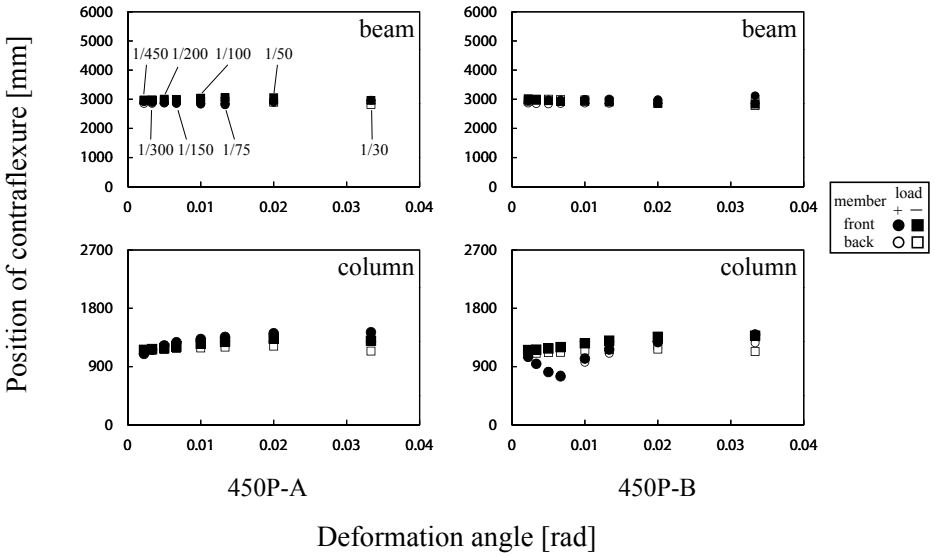


Fig. 5.19. Bending strain distribution in bead and column of 450P-A

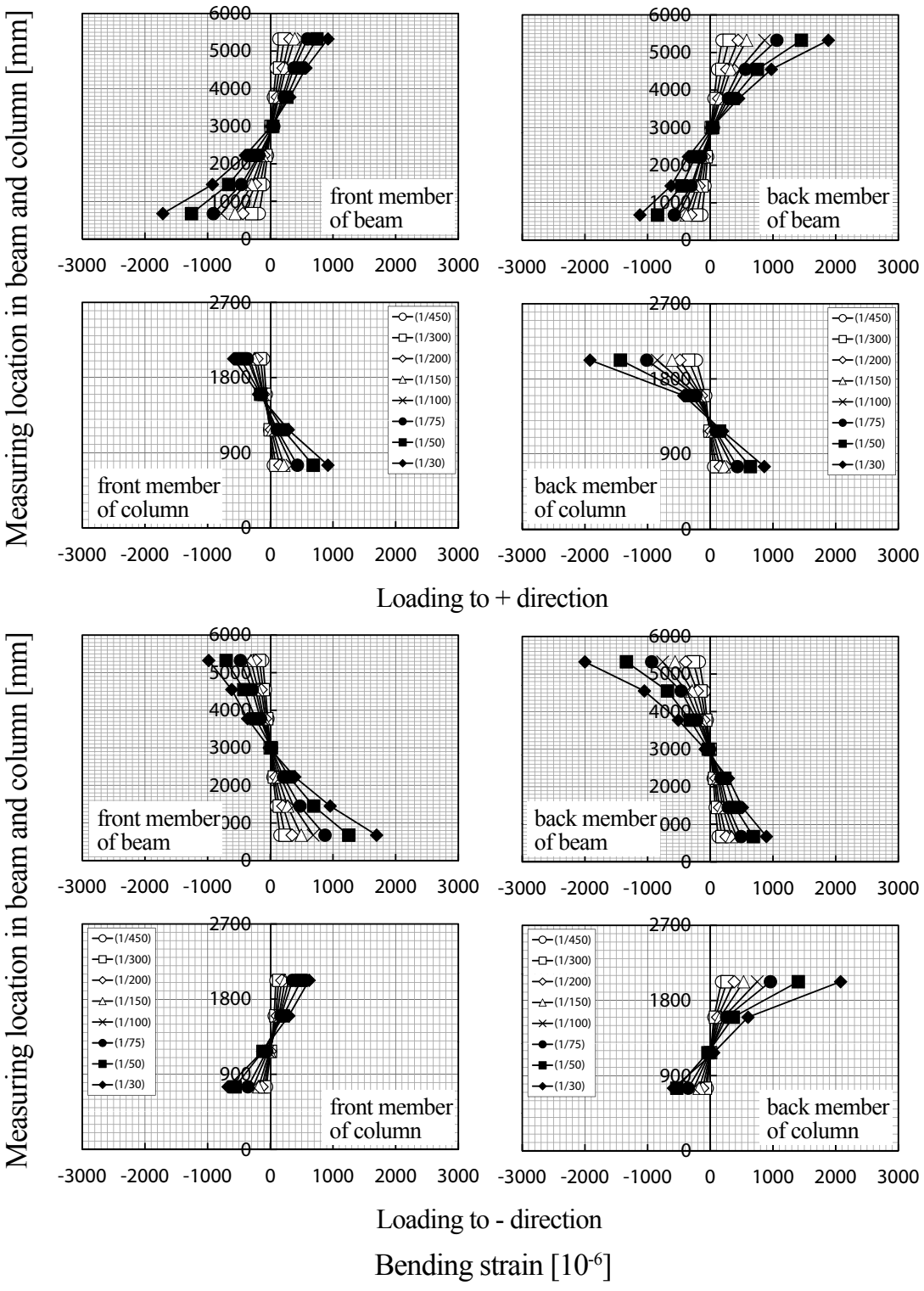


Fig. 5.20. Bending strain distribution in bead and column of 450P-A

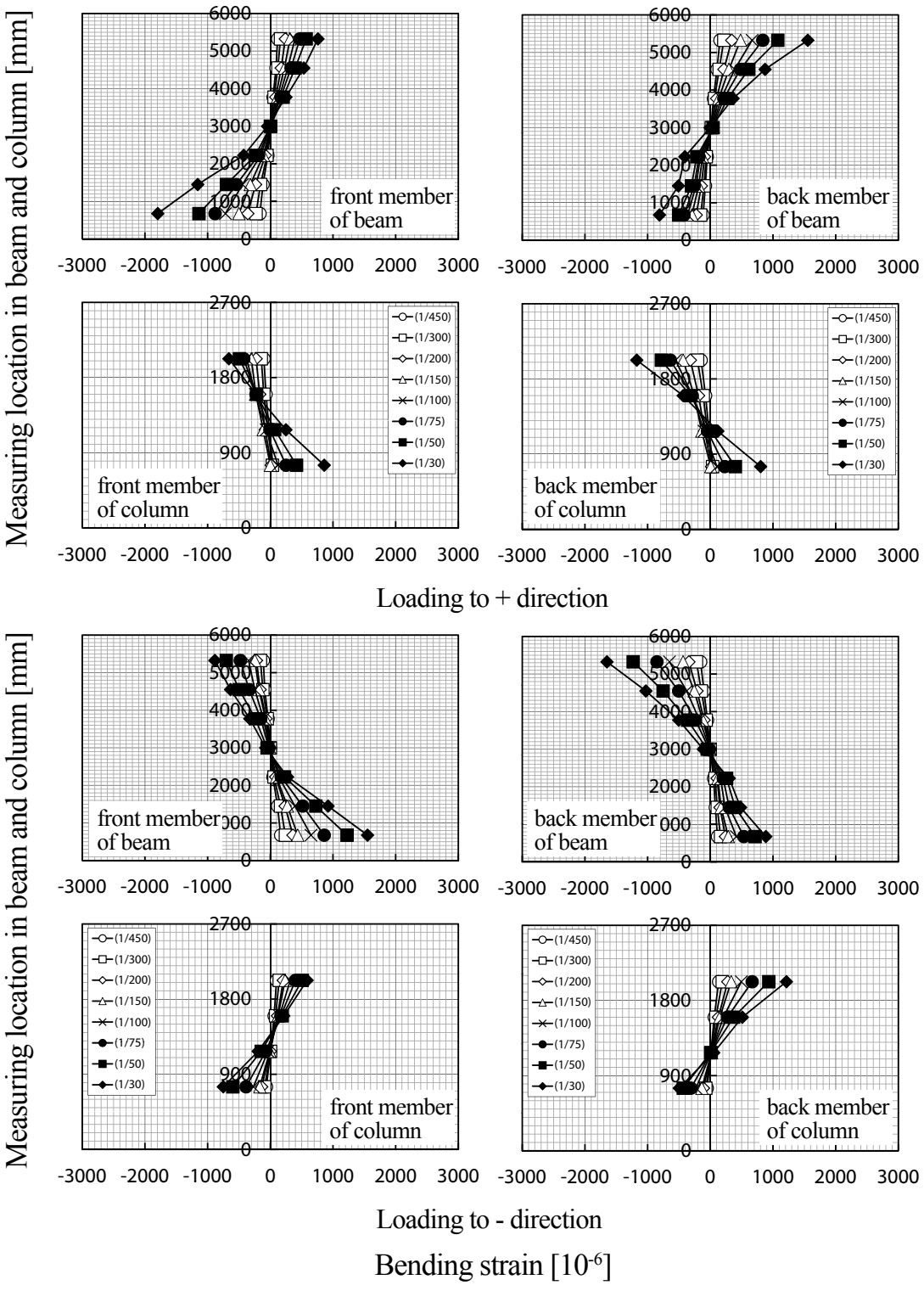


Fig. 5.21. Bending strain distribution in bead and column of 450P-B

5.3.4. 集成材‐鋼板間ビス接合

(1) モーメント - 回転角関係

Fig. 5.22 に集成材‐鋼板間におけるモーメント回転角関係を、接合部実験結果に対して評価した特性値による線形モデルとともに示す。尚、回転角の測定は右側の柱頭柱脚のみ行った。線形モデルに対して、S 材は概ね良く一致しているが、D 材は剛性が高くなった。この理由は不明であり、今後の課題である。但し、剛性低下の荷重レベルは近いように思われる。

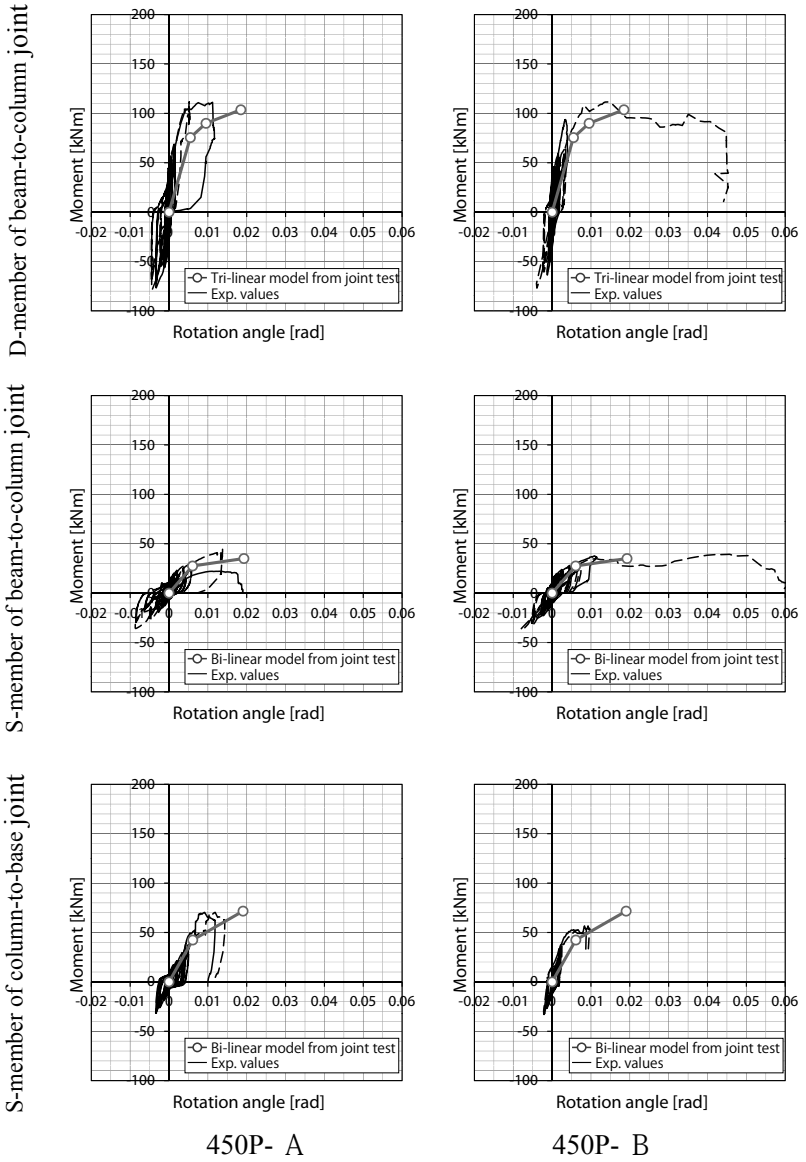


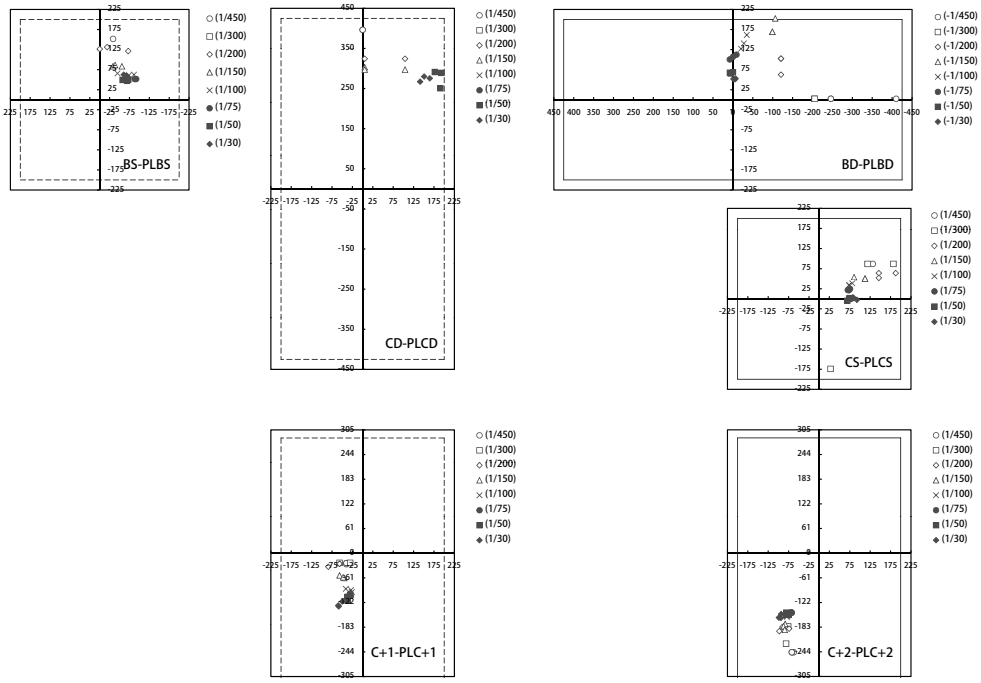
Fig. 5.22. Moment-rotation relationship of screwed joint of beam-to-column joint

(2) 各部材の中立軸

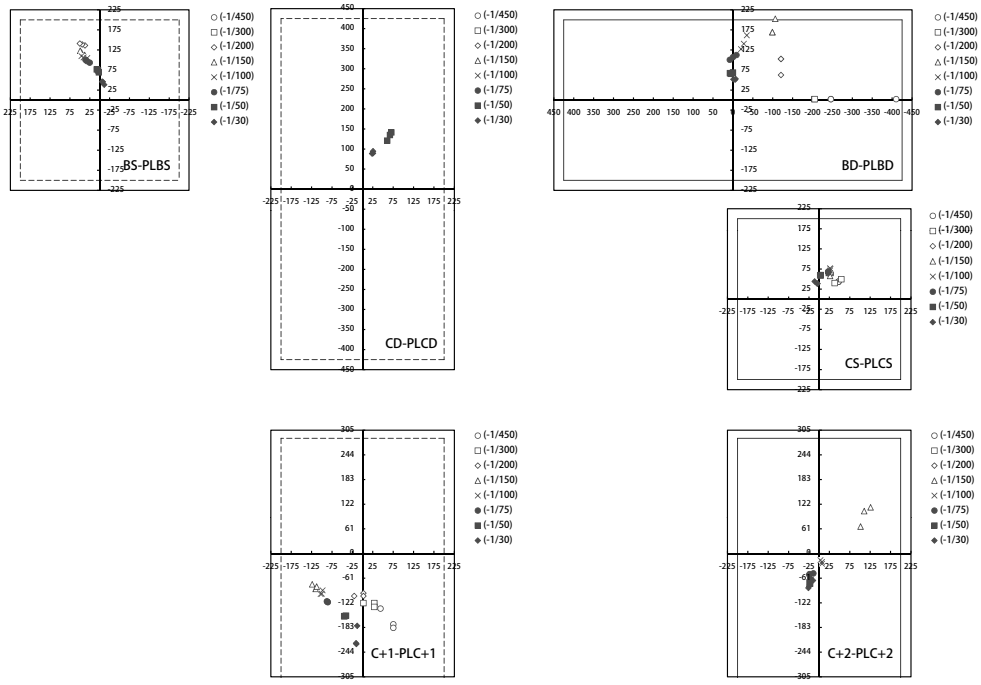
Fig. 5.23 に 450P-A、Fig. 5.24 に 450P-B の右柱頭の柱梁接合部および右柱脚の柱脚接合部における集成材 - 鋼板間接合の中立軸位置を、加力履歴の各ループにおける最大荷重を加えた時点のデータを抽出してプロットしたものを示した。

- ■ 柱梁接合部の S 材の各方向の中立軸位置を合せた回転中心は、剛心位置に対して、少なくともそのまわりに存在すると言えそうである。
- ■ 柱脚に関しては、回転中心位置は剛心よりも下側に位置している。これは、接合部実験時に見られた食い込み摩擦によって移動したものと考えられる。
- ■ D 材はばらつきが大きく判断が難しい。

450P-A



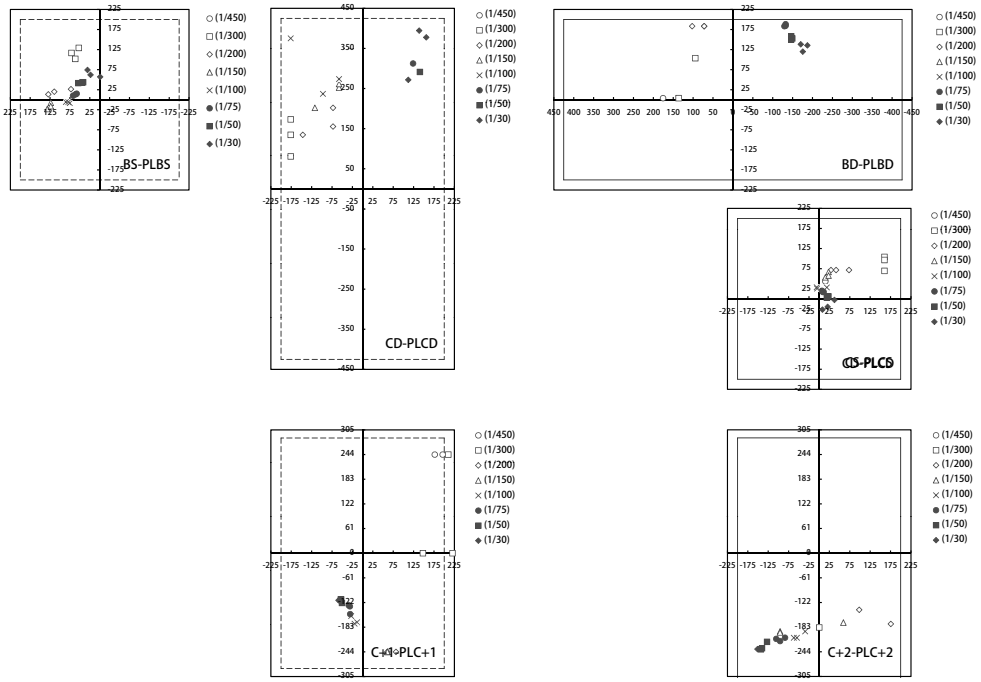
[正方向加力]



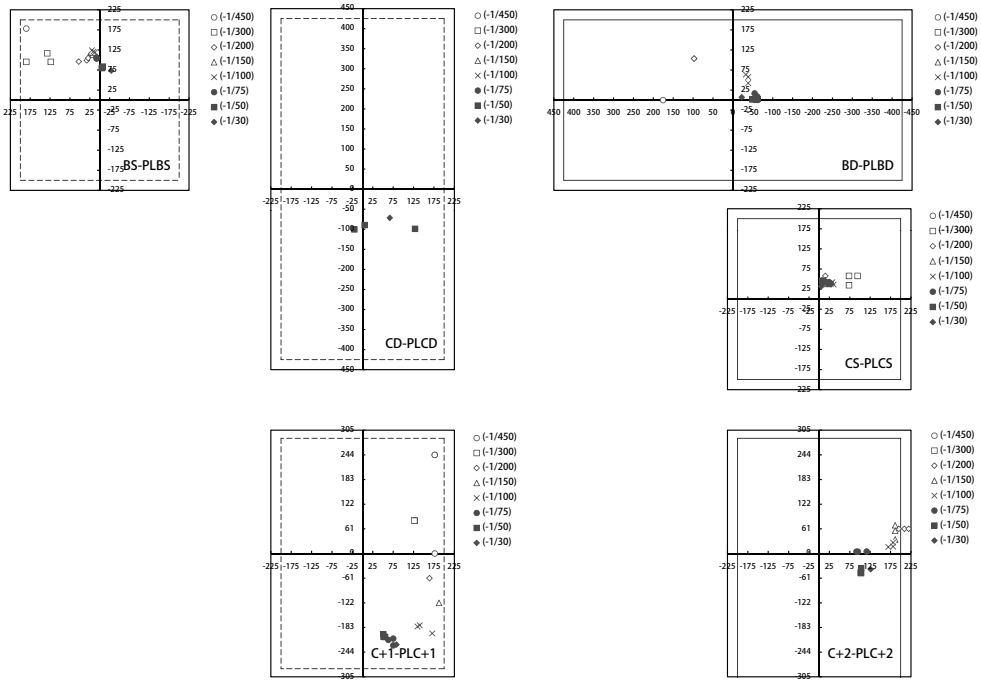
[負方向加力]

Fig. 5.23. Location of rotation center of screwed joint between glulam and steel of 450P-A

450P-B



[正方向加力]



[負方向加力]

Fig. 5.24. Location of rotation center of screwed joint between glulam and steel of 450P-B

5.3.5. 鋼板‐鋼板間高力ボルト接合

Fig. 5.25 に鋼板‐鋼板間におけるモーメント回転角関係を、接合部実験結果に対して評価した特性値による線形モデルとともに示す。尚、回転角の測定は左側の柱頭柱脚のみ行い、接合部実験とは異なり、鋼板‐鋼板の相対回転角を直接測定した。線形モデルの降伏点である HTB 接合のすべり耐力は良く一致した。しかし、すべり耐力以降の 2 次剛性は接合部実験よりも高くなった。ばらつきによるものか接合部実験時の回転角の算出過程における誤差なのかは不明である。

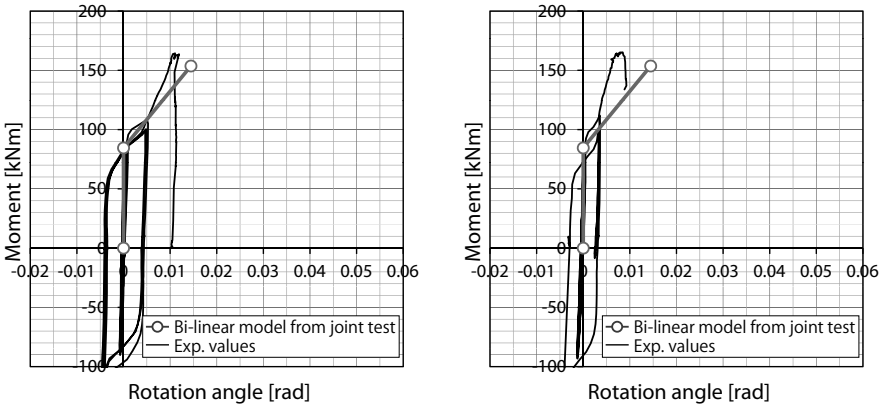


Fig. 5.25. Moment-rotation relationship of HTBd joint of beam-to-column joint

5.3.6. アンカーボルト接合

Fig. 5.26 にアンカーボルト接合部のモーメント回転角関係を、接合部実験結果に対して評価した特性値による線形モデルとともに示す。剛性・耐力ともに非常に良く一致した。450P-TYPE2 には初期にスリップが認められフレームの特定変形角時の耐力低下につながったと考えられる。

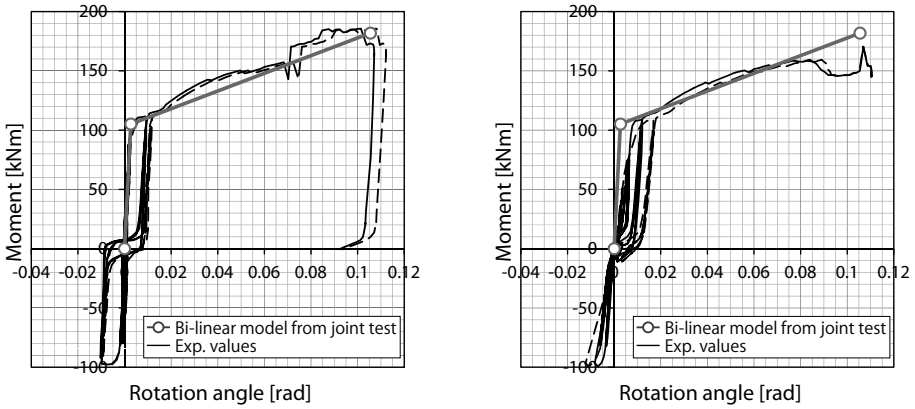


Fig. 5.26. Moment-rotation relationship of anchor-bolted joint of column-to-base joint

5.3.7. 接合部実験に基づく解析モデルとの検証

(1) モデル化

接合部実験より得た復元力特性を持つ回転ばねを用いて柱梁接合部及び柱脚接合部をモデル化した平面フレームに対して、荷重増分解析を行い実験値と比較した。Fig. 5.27 に解析モデルを示す。集成材‐鋼板間ビス接合部は剛心位置にモデル化し、鋼板部分は剛体とした。柱梁部材は独立した線材に置換しビス接合による接合剛性の影響は無視した。材料定数はヤング係数に 9.5kN/mm^2 を用いた。

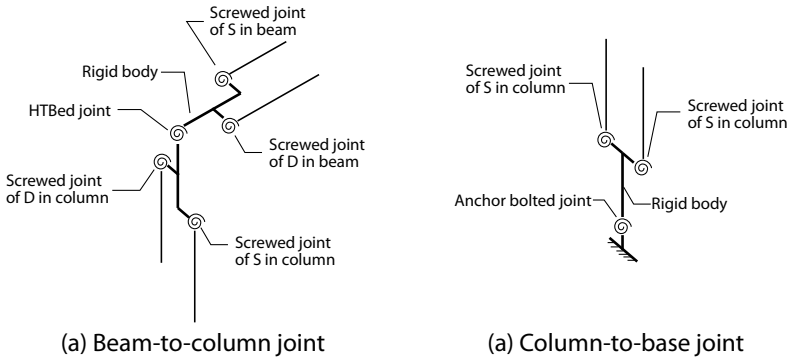


Fig. 5.27. Mechanical model of beam-to-column joint and column-to-base joint

(2) 実験値と解析値の比較

Fig. 5.28 に層せん断力‐層間変形角曲線より抽出した包絡線と解析値との比較を示す。以下の結論を得た。

- 解析値は非常に良い精度で実験値を再現しておりモデル化の妥当性を示す結果となった。
- 計算による第一降伏点は、実験値において完全弾塑性評価によって得られる降伏点の 2 倍程度となった。この点は、柱脚接合部におけるアンカーボルト接合の引張降伏耐力に到達した点と柱梁接合部における高力ボルト接合のすべり耐力に到達した点である。計算値において、アンカーボルトの引張降伏耐力に到達したことにより

直前の剛性に対して 0.39 程度の、続く高力ボルト接合のすべり耐力によって 0.70 程度の低下率である。両者合わせると、0.27 程度の剛性低下となる。一方、第一、第二降伏である柱梁接合部の S 材のビス接合のせん断降伏は、両者合わせて 0.79 程度の剛性低下であり、フレーム挙動に与える影響は前 2 者と比べて小さいことがわかる。第一降伏点は、最大耐力に対して 0.33 程度であり、設計上、この降伏をクライテリアにするのは非合理であるように考えられる。また、フレーム全体としての挙動に着目すると、ビス接合部の各特性値を精緻に追跡することにあまり意味が無く、柱梁接合部の高力ボルト接合および柱脚接合部のアンカーボルト接合のみ追ったとしも大差なく、簡便であると考えられる。これに対する設計法としては、ビス接合の降伏を許容する、あるいは、ビス接合の降伏を高力ボルト接合のすべり耐力に対して上回るような仕様とすることが必要である。

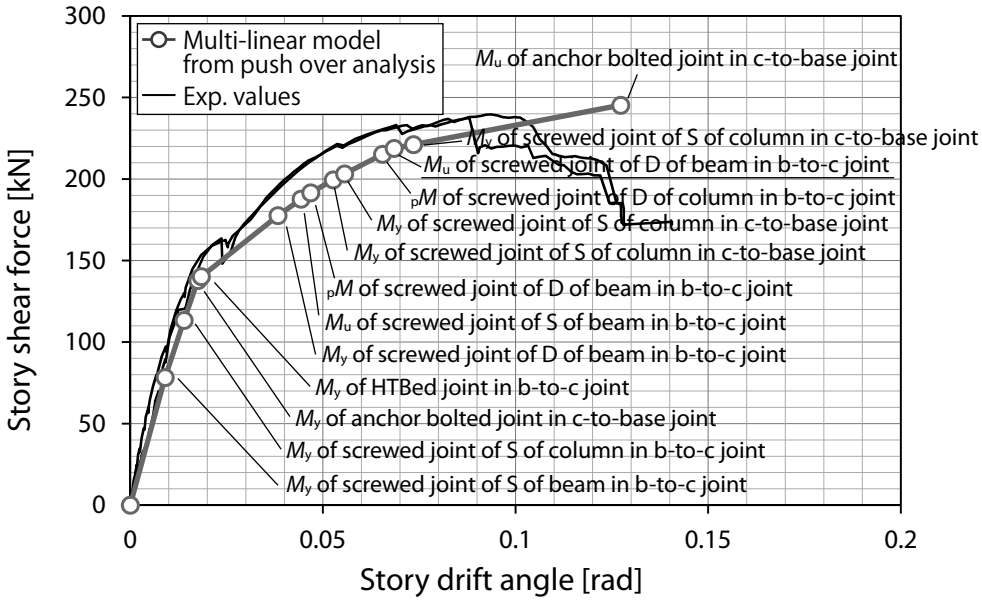


Fig. 5.28. Comparison of exp. values and analysis values

5.4. まとめ

本章では、3、4 章で曲げ実験を行った考案する木質ラーメン工法による柱梁接合部・柱脚接合部により構成された集成材半剛節門型架構の水平せん断挙動の実験的解析を試み、以下の結論を得た。

- ■ 門型架構の水平せん断挙動は、実験値との対比から接合部実験に基づく解析によって予測可能であることを示した。
- ■ 水平せん断実験の接合部のモーメント回転角関係は、接合部実験時と比較して柱梁接合部について若干剛性が高くなったものの概ね一致することが分かった。
- ■ 接合部実験では、終局時に脆性的な破壊を示し一気に荷重低下したが、門型架構実験では、応力が再配分することで脆性的破壊が生じなかった。このため、非常に高いエネルギー吸収能を示した。
- ■ 本実験仕様において、フレーム全体の挙動に対する、集成材‐鋼板間のビス接合が与える影響は非常に小さかった。計算上、第一降伏点はビス接合の降伏で決定するが、実験の降伏耐力に対して 0.5 程度で過小評価となり、降伏後の挙動は高力ボルト接合、アンカーボルト接合のみ考慮した場合と大差がなかった。これを踏まえた場合、合理的な設計法としては、ビス接合の降伏を許容する、または、ビス接合の降伏耐力を高力ボルト接合のすべり耐力、アンカーボルト接合の引張り耐力に対して上回るような仕様とすることが望ましいと考えられる。

6. 接合部の設計式

6.1. はじめに 218
6.2. 設計法の概要 218
6.3. 柱梁接合部の設計法 220
6.4. 柱脚接合部の設計法 301
6.5. まとめ 362

6.1. はじめに

前章までに得られた知見に基づき、次節以降に接合部の設計式を構築した結果を示した。具体的には、集成材のパネルシアーによる変形を考慮している、高力ボルト接合の 2 次剛性を考慮している、鋼板添板の曲げモーメントに関して集成材との負担割合を考慮している、アンカーボルト接合の 2 次剛性はアンカーボルトの引張剛性の低減率から算出している、である。また、大地震時の倒壊防止を保証する措置として、脆性的な接合部には許容耐力に低減がかかるようにしてある。これは、稲山が提案する引きボルト型モーメント抵抗接合の設計法 [(1)] と同様の考えに基づくものである。

2 章の理論、3 ～ 5 章の接合部 / フレーム実験の結果から、本接合方法の有効性を示し、力学的挙動に関しても定量的評価がある程度可能であることを示した。但し、集成材‐鋼板間ビス接合において、高剛性 / 高耐力を与えようとした結果、母材の割裂や曲げ破壊が生じており、これに対する評価方法が確立できていない。また、フレーム挙動に与える影響も高力ボルト接合やアンカーボルト接合に対して小さいことが明らかとなった。

このことを踏まえると、今後の展開としては、①構面の増分解析を基本として影響の小さいビス接合の降伏を許容する設計法とする、あるいは、②高力ボルト接合、アンカーボルト接合をビス接合に対して先行降伏させることを保証する仕様を規定する設計法とする、ことが合理的であると考えられる。特に後者の場合に、ビス接合を弾性範囲内とすることを担保する条件とすれば、本実験で用いたような降伏後の性能がわかっているビスでなくとも使用することができ、本論で提案する解析式を用いて設計することができる。

尚、以降で示す設計法は、①の増分解析を行うことをせず、②の仕様を規定せず、本実験を行った仕様で行う場合のものである。①や②に発展する際のプロトタイプに位置づけられるものである。3 ～ 5 章における実験値との比較検証に用いた評価法と同様であり、フレーム実験の結果から最大耐力に対して 3 割程度の耐力を短期レベルで設定する安全側の設計法であると考えられる。

6.2. 設計法の概要

[1] 接合部のモデル化は、接合部を半剛接合と仮定し、回転ばねによりモデル化を行う。

(1) 柱梁接合部のモデル化は、柱側及び梁側各々において集成材 - 鋼板間のビス接合部をモデル化した２つの回転ばねと、パネルゾーンの鋼板 - 鋼

板間の高力ボルト接合部をモデル化した回転ばねの直列とする。

(2) 柱脚接合部のモデル化は、集成材 - 鋼板間のビス接合部と集成材木口のめり込み変形をモデル化した回転ばねと、柱脚金物とアンカーボルト接合部を鋼構造の露出柱脚 [2] と同様にモデル化した回転ばねの直列とする。

[2] 接合部のクライテリアは、柱梁接合部は、集成材 - 鋼板間ビス接合部、鋼板 - 鋼板間高力ボルト接合部、添板鋼板、集成材となり、柱脚接合部は、それらに加え、アンカーボルト接合部となる。これらのクライテリアに対して、曲げモーメント、軸力、せん断力が同時に作用した状態における検定を行い安全性の確認を行う。基本的な設計規範式は木質構造設計基準・同解説 [3] に準拠する。

(1) 集成材 - 鋼板間ビス接合は、モーメント抵抗機構として各接合具の負担応力が繊維平行方向及び繊維直交方向についてビス配列から求まる各方向の中立軸からの距離に比例すると仮定して、集成材のせん断変形を考慮して設計する。軸力・せん断力については各接合具が一様に応力を負担するものとして設計する。いずれか 1 本目が降伏変位、終局変位に達した時点を降伏、終局として設計する。

(2) 鋼板 - 鋼板間高力ボルト接合は、耐力は鋼構造接合部設計指針 [2] に準じて設計する。変形は、すべり耐力までは剛性無限大とし、すべり耐力以降は摩擦抵抗から支圧抵抗に切換わり最大耐力まで有限の剛性を持つものとして設計する。

(3) 添板鋼板及び集成材は、双方の応力分担を考慮して設計する。また、添板鋼板は剛体仮定し、集成材は曲げ・軸変形は無視する。

(4) アンカーボルト接合は、初期剛性・耐力は鋼構造接合部設計指針 [2] に準じて設計する。二次剛性は初期剛性に対する低減率がアンカーボルトと同等と仮定して設計する。

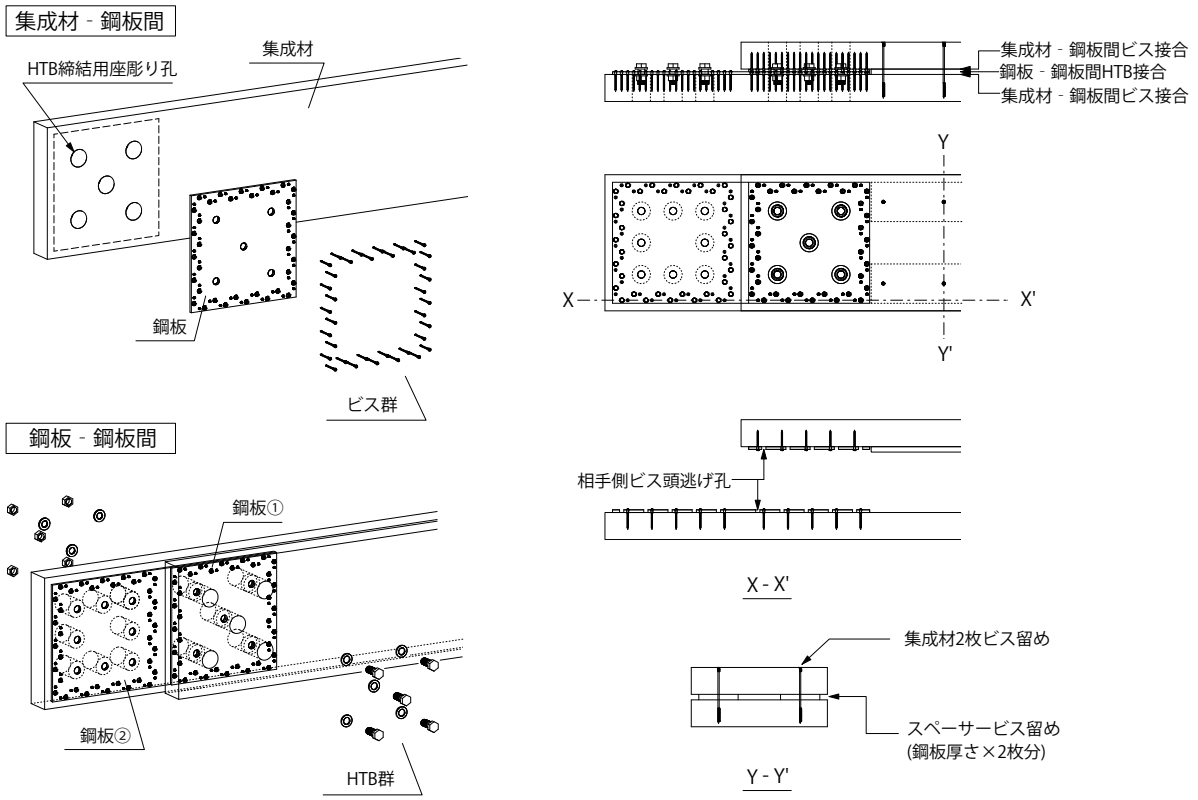
[3] 大地震時の安全性を確保する事を考慮し、接合部の復元力特性を設計式より求め、耐力壁の評価法 [4] に準じ (特定変形角時の耐力を除く)、降伏曲げモーメント 、最大曲げモーメント の 2/3、終局曲げモーメント と塑性率 から計算される値のうち最小値を基準曲げモーメントと定義し、降伏曲げモーメント に対する比率を低減係数として算出する。その低減係数を耐力要素の降伏耐力に乗ずる事で許容耐力とする。

6.3. 柱梁接合部の設計法

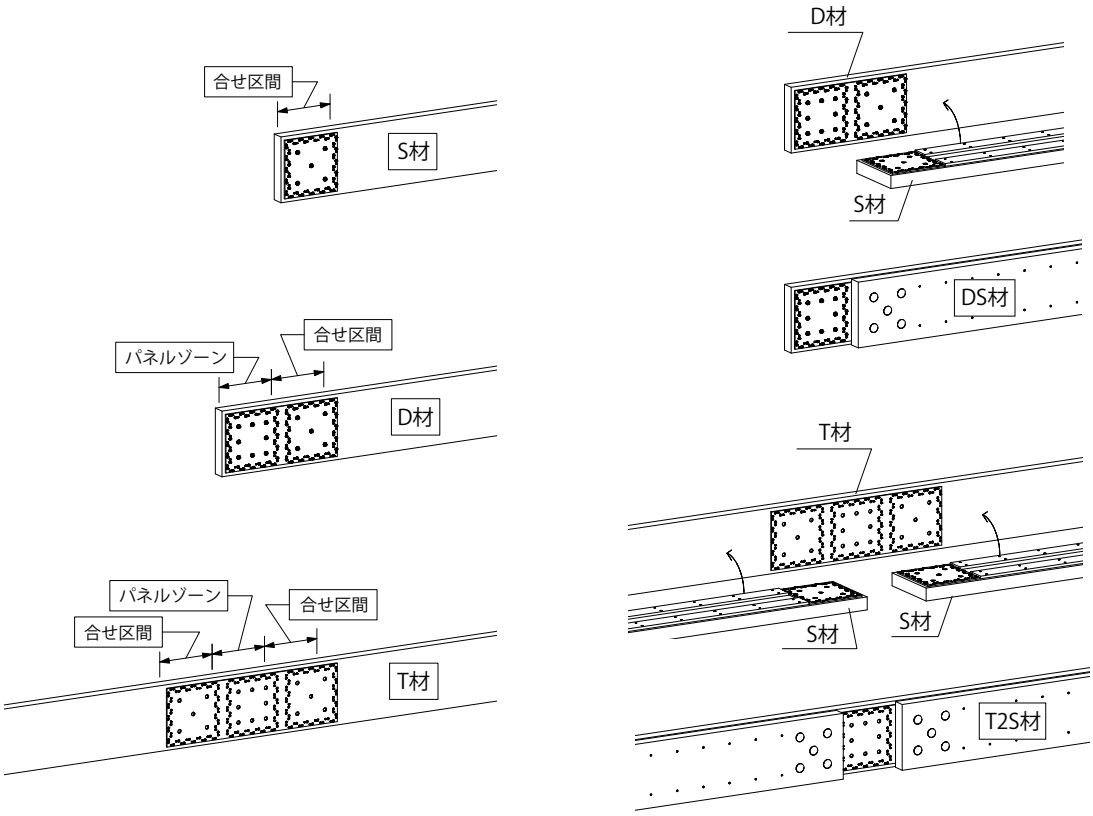
(1) 基本事項

1) 柱梁は予めその端部内側に鋼板を必要本数のビスを用いて留め付けた 2 枚の集成材から成り、現場において交差重ね合わせして鋼板同士を数本の高力ボルトにより摩擦接合することで柱 - 梁接合部を構成する。すなわち、鋼板、ビス、高力ボルトの組み合わせにより、モーメント、せん断力、軸力を同時に伝達する接合形式である。*Fig.* 6.1(*a*) 〜 (*c*) に本接合部の概観を示す。Fig. 6.1(*a*) に示すように、本接合部の被接合材は集成材、鋼板であり、接合材は集成材‐鋼板間にビス、鋼板‐鋼板間に高力ボルトを用いるが、内側に位置する鋼板を摩擦接合するため高力ボルト締結用に集成材には貫通した座彫り孔を設けることとなる。また、鋼板同士の面を合せるため相手側ビス頭逃げ用に鋼板にはビス孔とは別に孔を設けることとなる。Fig. 6.1*(b)* に示すように、高力ボルトを用いて摩擦接合する箇所は、柱梁を結合するパネルゾーン、柱及び梁の 2 枚の集成材を合せる区間 (以下 “合わせ区間”) の 2 区間があり、その数が 3 つの *T* 材 (パネルゾーン：1、合わせ区間：2)、2 つの *D* 材 (パネルゾーン：1、合わせ区間：1)、1 つの *S* 材 (パネルゾーン：0、合わせ区間：1) により柱梁部材は構成される。柱梁部材の種類は、*D* 材 1 枚と *S* 材 1 枚を合わせた *DS*、*T* 材 1 枚と *S* 材 2 枚を合わせた *T*2*S* の 2 型となる。*Fig.* 6.1 (*c*) に示すように、柱 - 梁接合部はこれら 2 型のいずれか同士をパネルゾーンにおいて結合することで構成される。架構形式の基本形は、*L* 型、*T* 型、＋型となる。ビスおよび高力ボルトの配置は、高力ボルトにより摩擦接合する面の図心ついて対称とし、特にビス配置は矩形配置とする。

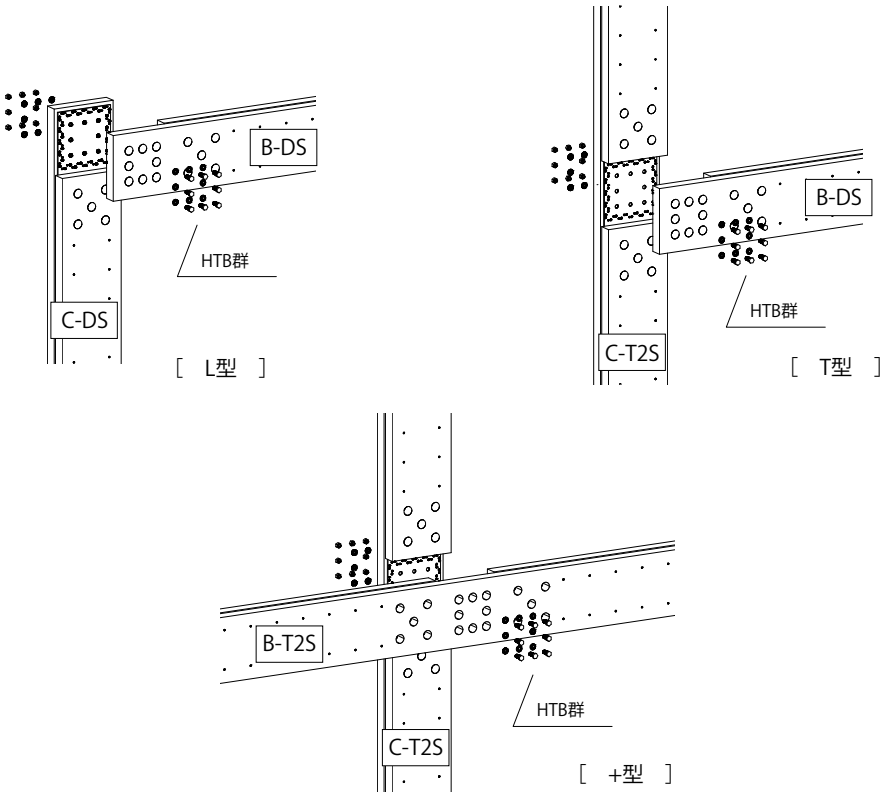
2) 靭性は、鋼板 - 木材間のビス接合、パネルゾーンの高力ボルト接合により確保する。



(a) 集成材 - 鋼板間ビス接合および鋼板 - 鋼板間高力ボルト接合



(b) 柱梁部材の構成



(c) 柱梁接合部の基本形式

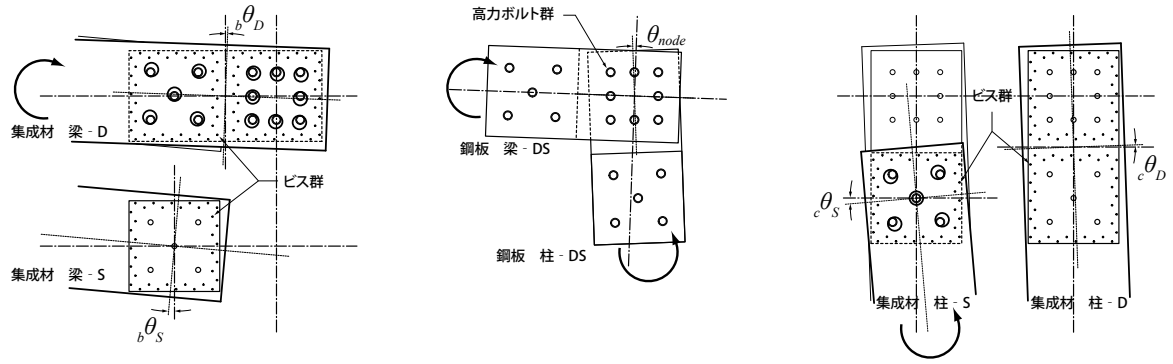
Fig. 6.1. 鋼板ビス留めモーメント抵抗接合部の柱梁接合部

(2)　　モデル化

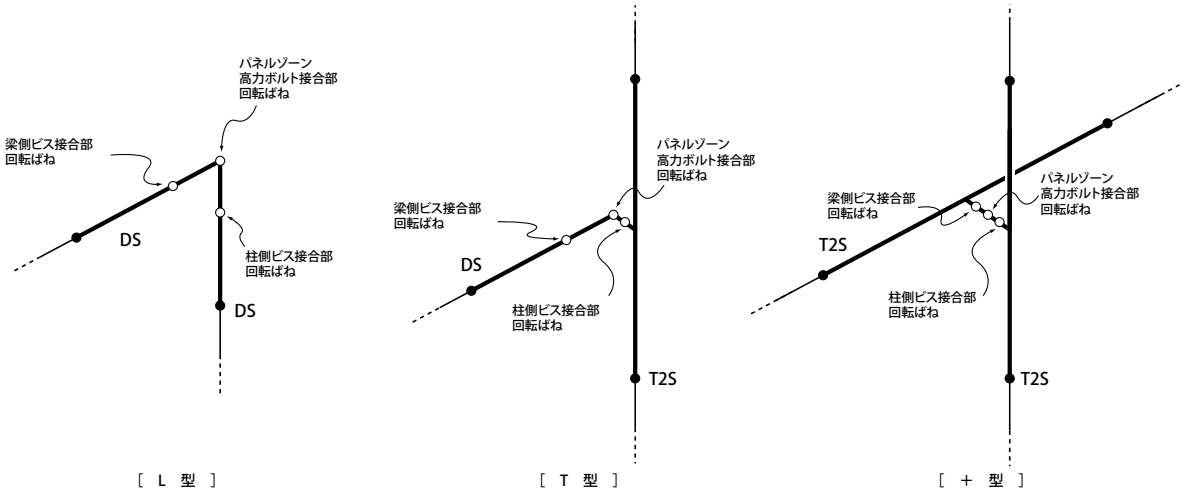
1) 接合部を半剛接合と仮定し、回転ばねによりモデル化を行う。Fig. 6.2 に柱梁接合部のモデルを示す。

2) 柱側および梁側において、2 枚の集成材両方にある集成材 - 鋼板間のビス接合部の回転ばねはパネルゾーンを持つ側の回転角を基準として並列したものを見かけ上 1 つの回転ばねに換算する。(Fig. 6.2 (*a*) 参照)

3) 接合部をモデル化する場合、柱側及び梁側各々において集成材 - 鋼板間のビス接合部をモデル化した 2 つの回転ばねと、パネルゾーンの鋼板 - 鋼板間の高力ボルト接合部をモデル化した回転ばねの直列とする。(Fig. 6.2 (*b*) 参照)



(a) 集成材 - 鋼板間ビス接合および鋼板 - 鋼板間高力ボルト接合



(b) 各接合形式のモデル化

Fig. 6.2.　柱梁接合部のモデル化

4) 力学モデル

Fig. 6.3 に柱 - 梁接合部の曲げモーメントに対する力学モデルを示す。

① 柱梁を構成する 2 枚の集成材は、それぞれ留め付けられた鋼板に対してそのビス配置の図心まわりに回転してすべり変形を起こす。このとき、モーメント伝達によってせん断変形を生じるため、材軸方向回転角 (*x* 方向回転角) と次軸直交方向 (*y* 方向回転角) は異なる。また、2 材は接合部の境界において材軸直交方向の変位が一致する。

② 集成材 - 鋼板間のビス接合は、すべり剛性及び耐力に関し異方性を無視できるものと仮定する。

③ 鋼板 - 鋼板間の高力ボルト接合は、各接合具の負担応力に関しそのボルト群の剛心からの距離に比例するものと仮定する。剛心から最遠方のボルトの負担応力がすべり耐力に達するまですべりによる回転剛性は無限大とする。すべり耐力に達した以降、鋼板の支圧とボルト軸部のせん断により応力を伝達するものとし、回転剛性は有限の値を持つものとする。

④ 鋼板は、変形に関し剛体と仮定する。またビス接合及び高力ボルト接合を介して伝達する応力に関し、その接合具配置剛心からの距離に比例すると仮定する。

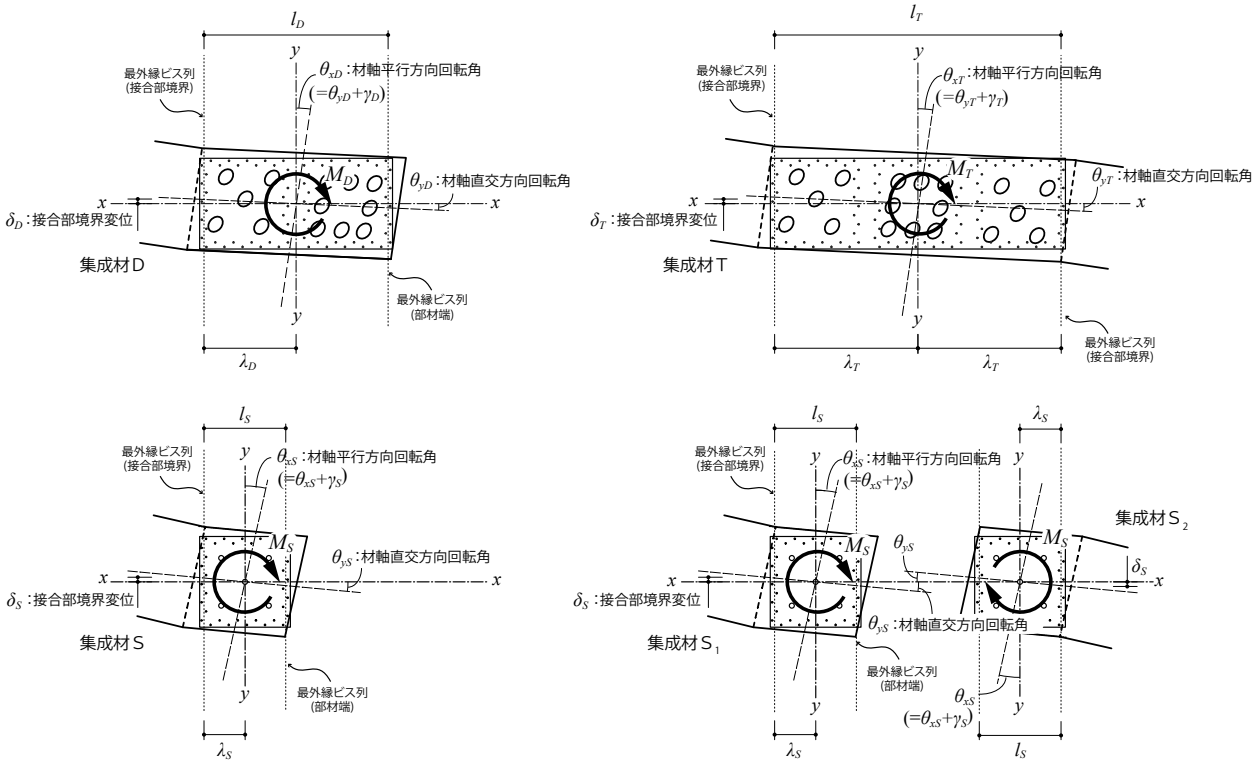


Fig. 6.3. 柱梁接合部の力学モデル

(3) 回転剛性の計算

1) 回転剛性

Fig. 6.3 に示すように、集成材 - 鋼板間のビス接合におけるすべり変形に関し材軸直交方向回転角に対して材軸平行方向回転角は集成材のせん断変形角分大きくなる。そのせん断変形角は、接合部における集成材がせん断変形のみ生じるという仮定の下、材軸直交方向回転角に応じて発生するビス接合の応力によるモーメント (材軸直交方向応力によるモーメント) と接合部範囲に一様に分布するせん断力によるモーメントとのつり合い条件により求める。また、柱梁部材を構成する集成材 2 枚の応力負担割合は、各々の集成材 - 鋼板間のビス接合に関する回転剛性と接合部境界における変形の適合性から定まる。尚、集成材 2 枚における集成材 - 鋼板間に生じる回転角は異なるが、パネルゾーンを有する材すなわち *D*、*T* 材の断面の回転角を基準として回転剛性を算出する。尚、鋼板 - 鋼板間高力ボルト接合のすべり、鋼板自体の曲げ変形は無視できるものと仮定する。このとき、*DS*、*T2S* の回転剛性 、はそれぞれ以下の式で求められる。尚、以下では材軸平行方向を *x* 方向、材軸直交方向を *y* 方向と定義する。

$$K_{x_{DS}} = \left(1 + c_D\right)^{-1} K_{y_{DS}} \quad [6.1]$$

$$K_{x_{T2S}} = \left(1 + c_T\right)^{-1} K_{y_{T2S}} \quad [6.2]$$

$$K_{y_{DS}} = \left(1 + u_{DS}\right) K_{y_D} \quad [6.3]$$

$$K_{y_{T2S}} = \left(1 + u_{T2S}\right) K_{y_T} \quad [6.4]$$

$$K_{y_X} = kI_{p_X} + c_X \cdot kI_{x_X} \quad [6.5]$$

$$u_{DS} = \frac{\lambda_D}{\lambda_S} \cdot \frac{K_{y_S}}{K_{y_D}} \quad [6.6]$$

$$u_{T2S} = \frac{\lambda_T}{\lambda_S} \cdot \frac{2K_{y_S}}{K_{y_T}} \quad [6.7]$$

$$c_X = \frac{kI_{y_X}}{\kappa G A_{wn} \cdot l_X} \quad [6.8]$$

ここで、

K_{xDS}：*DS* の回転剛性 [*Nmm/rad*]

K_{xT2S}：*T2S* の回転剛性 [*Nmm/rad*]

K_{yDS}：*DS* の *y* 方向回転角に関する回転剛性 [*Nmm/rad*]

K_{yT2S}：*T2S* の *y* 方向回転角に関する回転剛性 [*Nmm/rad*]

K_{yX}：*X* の *y* 方向回転角に関する回転剛性 [*Nmm/rad*]

c_X：*X* の *y* 方向回転角に対する *x* 方向転角のせん断変形増加率

u_{DS}：Ｄに対する *S* の回転モーメント負担率

u_{T2S}：*T* に対する *S* 2 枚分の回転モーメント負担率

k：ビス接合部のすべり剛性 [*N/mm*]

I_{pX}：*X* のビス配列極 2 次モーメント [*mm*2]

I_{xX}：*X* の *x* 軸に関するビス配列二次モーメント (*x* 軸は材軸平行方向) [*mm*2]

I_{xX}：*X* の *y* 軸に関するビス配列二次モーメント (*y* 軸は材軸直交方向) [*mm*2]

λ_X：*X* のビス配置図心から接合部境界までの距離 [*mm*]　*Fig.* 6.3 参照

(接合部境界とは最外縁ビス列の応力作用位置とする)

G_w：集成材のせん断弾性係数 [*N/mm*2]

κ：せん断弾性補正係数 5/6

A_w：集成材の断面積 [*mm*2]

l_X：*X* の *x* 軸方向の接合部長さ [*mm*]　*Fig.* 6.3 参照

(接合部長さとは材軸方向の最外縁ビス列の応力作用位置間の距離)

(4)　降伏曲げモーメントの算出

柱 - 梁接合部の降伏曲げモーメントは、1) ビス接合部、2) 高力ボルト接合部、3) 鋼板添板、4) 集成材のパネルシアーのうちのいずれかが最初に降伏した時点の曲げモーメントとする。

柱と梁で各々の降伏曲げモーメントを計算し、小さい方の曲げモーメントを接合部の降伏曲げモーメント とする。

$$M_y = \min({}_bM_y, {}_cM_y) \quad [6.9]$$

ここで、

${}_bM_y$：梁側の降伏曲げモーメント [*Nmm*]

${}_cM_y$：柱側の降伏曲げモーメント [*Nmm*]

1) ビス接合部の降伏モーメント M_{y_screw}

ビス接合部の降伏曲げモーメント は 1 本目の単位ビス接合部が降伏した時点の曲げモーメントとする。

DS については、*D* 側と *S* 側で各々降伏曲げモーメントを計算し、小さい方の曲げモーメントをビス接合部の降伏曲げモーメント とする。

$$M_{y_screw} = \min[M_{Dy_screw}, M_{Sy_screw}] \quad [6.10]$$

$$M_{Dy_screw} = K_{x_{DS}} \cdot \frac{{}_sp_y}{k \cdot \max[r'_{Di}]} \quad [6.11]$$

$$M_{Sy_screw} = K_{x_{DS}} \cdot \frac{1}{\rho_{DS}} \cdot \frac{{}_sp_y}{k \cdot \max[r'_{Si}]} \quad [6.12]$$

また、*T2S* については、*T* 側と 2 枚の *S* 側 (*S*1, *S*2) で各々降伏曲げモーメントを計算し、最も小さい曲げモーメントをビス接合部の降伏曲げモーメント とする。

$$M_{y_screw} = \min[M_{Ty_screw}, M_{S1y_screw}, M_{S2y_screw}] \quad [6.13]$$

$$M_{Ty_screw} = K_{x_{T2S}} \cdot \frac{{}_sp_y}{k \cdot \max[r'_{Ti}]} \quad [6.14]$$

$$M_{S1y_screw} = M_{S2y_screw} = K_{x_{T2S}} \cdot \frac{1}{\rho_{T2S}} \frac{{}_sp_y}{k \cdot \max[r'_{Si}]} \quad [6.15]$$

ここで、

M_{Xy_screw}：*X* 側ビス接合部の降伏曲げモーメント [*Nmm*]

${}_sp_y$：単位ビス接合部の短期許容せん断耐力 [*N*]

r'_{Xi}：*X* における *i* 番ビスのみかけの回転中心からの距離

$$r'_{Xi} = \sqrt{(1+c_X)^{-2}\left(x_{Xi} - \overline{x_{Xi}}\right)^2 + \left(y_{Xi} - \overline{y_{Xi}}\right)^2} \quad [6.16]$$

ρ_{DS}：*DS* における *D* に対する *S* の材軸平行方向回転角の比

ρ_{T2S}：*T2S* における *T* に対する *S* の材軸平行方向回転角の比

$$\rho_{DS} = \frac{\lambda_D(1+c_S)}{\lambda_S(1+c_D)} \quad [6.17]$$

$$\rho_{T2S} = \frac{\lambda_T(1+c_S)}{\lambda_S(1+c_T)} \quad [6.18]$$

2) 高力ボルト接合部の降伏曲げモーメント M_{y_HTB}

高力ボルト接合部の降伏モーメント は 1 本目の単位高力ボルト接合部が降伏した時点の曲げモーメントとする。

$$M_{y_HTB} = \frac{\Sigma\left({}_{HTB}r_i\right)^2}{\max[{}_{HTB}r_i]} \cdot q_{by} \qquad [6.19]$$

ここで、

q_{by}：単位高力ボルト接合部のすべり耐力 [*N*]

$$ {}_{HTB}r_i = \sqrt{{}_{HTB}x_i{}^2 + {}_{HTB}y_i{}^2} \qquad [6.20]$$

${}_{HTB}r_i$：高力ボルト配置図心を原点とした *i* 番目の高力ボルトの位置座標 [*mm*]

3) 鋼板の降伏曲げモーメント M_{y_steel}

D、T 材に取りつく鋼板は、*S* 材に取りつく鋼板よりも、応力負担割合が大きく長いため、曲げモーメントに対してよりクリティカルである。そのため、D、T 材に取りつく鋼板について検討する。図 1. 4 に示すようにD、T 材に取りつく鋼板添板の曲げモーメントは、ビス接合を介して伝達する *D*、*T* 材の曲げモーメントに加え、合せ区間高力ボルト接合を介して伝達する *S* 材の曲げモーメントによりパネルゾーンに至るまで増大する。パネルゾーンにおいては高力ボルト接合を介して相手側の鋼板に伝達することで曲げモーメントは減少する。すなわち、合せ区間とパネルゾーンの境界部付近で曲げモーメントは極大を取る。この位置において、接合部の曲げモーメントを負担しているのは *D*、*T* 材とそれに取りつく鋼板であり、その和は一致する。よって、接合部の曲げモーメントから *D*、*T* 材の負担モーメントを差し引いたものが鋼板添板の負担モーメントである。

D のモーメント分布について接合部境界において最大値、木口において 0 となるとしてその間を直線補間，*T* 材のモーメント分布について接合部境界において最大値、対称軸において 0 となるとしてその間を直線補間すれば、鋼板添板の降伏曲げモーメント は以下の式による。

DS について

$$M_{y_steel} = \left(1 - \frac{1 - v_{DS}}{1 + u_{DS}}\right)^{-1} \cdot F_{sy}Z_s \qquad [6.21]$$

$$v_{DS} = \frac{l_S}{l_D} \qquad [6.22]$$

v_{DS}：*D* に対する *S* の接合部長さ比

DS について

$$M_{y_steel} = 2 \cdot \left(1 - \frac{1 - v_{T2S}}{1 + u_{T2S}}\right)^{-1} \cdot F_{sy}Z_s \qquad [6.23]$$

$$v_{T2S} = \frac{2l_S}{l_T} \qquad [6.24]$$

v_{T2S}：*T* に対する *S*2 枚分の接合部長さ比

ここで、

F_{sy}：鋼板の降伏強さ [$N/mm2$]

Z_s：鋼板の断面係数 [$mm3$]

その他の記号は、式 [6.1] ～式 [6.18] 参照

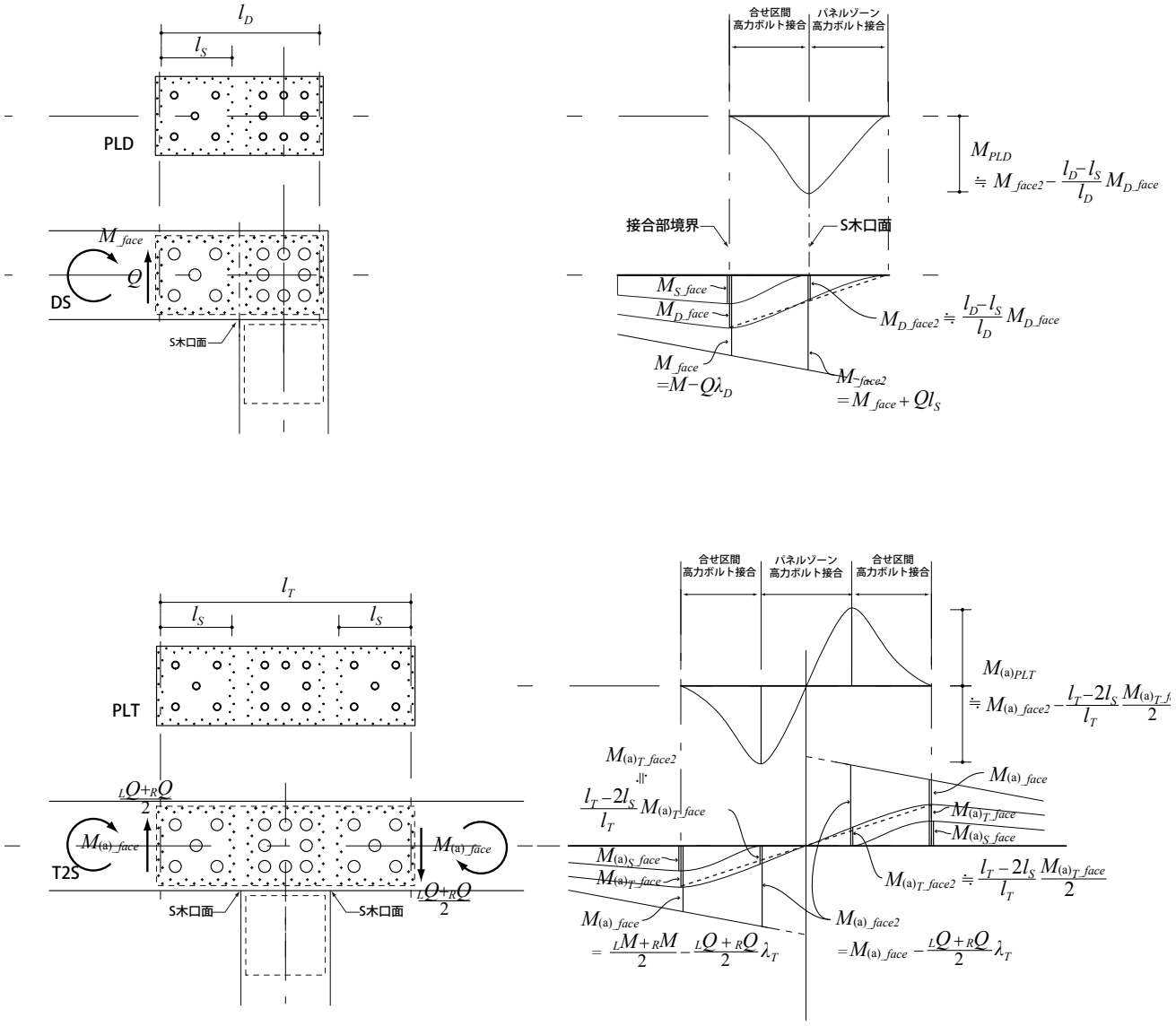


Fig. 6.4.　鋼板の負担曲げモーメント

4) 集成材のパネルシアーに関する曲げモーメント $M_{y_glulam(s)}$

集成材のパネルシアーに関する降伏曲げモーメント は、*D* もしくは *T* 材の部材合せ区間＋パネルゾーンに生じるせん断力が短期許容せん断耐力に達する曲げモーメント (*X*=*T*、*D*)、*S* 材の部材合せ区間に生じるせん断力が短期許容せん断耐力達する曲げモーメント の最小値とする。

DS について

$$M_{y_glulam(s)} = \min\left[M_{D^{y}_glulam(s)}, M_{S^{y}_glulam(s)}\right] \quad [6.25]$$

$$M_{D^{y}_glulam(s)} = \left(1+u_{DS}\right)\cdot w_{D}^{-1}\cdot\frac{f_{wsy}}{1.5}\cdot A_{wns_D} l_D \quad [6.26]$$

$$M_{S^{y}_glulam(s)} = \left(1+u_{DS}^{-1}\right)\cdot w_{S}^{-1}\cdot\frac{f_{wsy}}{1.5}\cdot A_{wns_S} l_S \quad [6.27]$$

T2S について

$$M_{y_glulam(s)} = \min\left[M_{T^{y}_glulam(s)}, M_{S^{y}_glulam(s)}\right] \quad [6.28]$$

$$M_{T^{y}_glulam(s)} = \left(1+u_{T2S}\right)\cdot w_{T}^{-1}\cdot\frac{f_{wsy}}{1.5}\cdot A_{wns_T} l_T \quad [6.29]$$

$$M_{S^{y}_glulam(s)} = 2\left(1+u_{T2S}^{-1}\right)\cdot w_{S}^{-1}\cdot\frac{f_{wsy}}{1.5}\cdot A_{wns_S} l_S \quad [6.30]$$

ここで、

w_X ：*X* についての全負担モーメントに対する材軸直交方向応力によるモーメント比

$$w_X = \frac{kIy_X}{kIp_X + c_X kIx_X} \quad [6.31]$$

f_{wsy}：集成材の短期許容せん断応力度 (=2/3× 基準せん断強度) [*N/mm*2]

A_{wn}：*X*(*X*=*T, D, S*) における集成材 1 枚の正味断面の断面積 (パネルシアー検定用断面積) [*mm*2]

$$A_{wns_X} = b\cdot\left\{h_w - \frac{n_{s_X}\left(d_{s_X}/2\right)^2\pi}{l_{s_X}}\right\} \quad [6.32]$$

b：集成材 1 枚の幅 [*mm*]

h_w：集成材 1 枚のせい [*mm*]

d_{sX}：*X*(*X*=*T, D, S*) のパネルシアー検定区間における座彫り孔径 [*mm*]

n_{sX}：*X*(*X*=*T, D, S*) のパネルシアー検定区間における座彫り孔の個数

l_{sX}：*X*(*X*=*T, D, S*) のパネルシアー検定区間の長さ [*mm*]

その他の記号は、式 [6.1] ～式 [6.18] 参照

(5)　　最大曲げモーメントの算出

柱 - 梁接合部の最大曲げモーメントは、1) ビス接合部のせん断破壊、2) 高力ボルト接合部のせん断破壊、3) 鋼板の曲げ破壊、4) 集成材の曲げ破壊の中の最小値で決まるものとする。

柱と梁で各々の最大曲げモーメントを計算し、小さい方の曲げモーメントを接合部の最大曲げモーメント とする。

$$M_{\max} = \min\left[{}_bM_{\max}, {}_cM_{\max}\right] \qquad [6.33]$$

ここで、

${}_bM_{max}$：梁側の降伏曲げモーメント [*Nmm*]

${}_cM_{max}$：柱側の降伏曲げモーメント [*Nmm*]

1)　ビス接合部の最大モーメント M_{max_screw}

ビス接合部の最大曲げモーメント は、いずれかのビスが終局変位に達した時点における曲げモーメントとし、単位ビス接合部の復元力特性を用いて増分解析して求める。すなわち、２材各々における回転中心から最遠方の接合具が終局変位に達する時点の回転角うち、小さい方が接合部の終局回転角となる。このとき、回転中心、材軸平行方向回転角の材軸直交方向のせん断変形増加率 、２材の回転角比 、は弾性時のものを代用し、降伏以降の塑性挙動を推定することとする。また、算出するモーメント回転角関係は、*D* あるいは *T* の回転角に関するものを求めることとし、材軸平行方向の回転角に関するものとする。

DS について

$$M_{\max_screw} = M_{DS}(\theta_{\max_screw}) \qquad [6.34]$$

$$M_{DS} = \sum_{i=1}^{n_D} m_{D^i} + \sum_{i=1}^{n_S} m_{S^i} \qquad [6.35]$$

$$\theta_{\max_screw} = \min\left[\frac{\delta_u}{\max\left[r_{D^i}'\right]}, \frac{1}{\rho_{DS}} \cdot \frac{\delta_u}{\max\left[r_{S^i}'\right]}\right] \qquad [6.36]$$

D 側

$$\begin{cases} 0 \leqq \theta_D < \theta_{D^{yi}} & m_{D^i} = k \cdot {r_{D^i}}^2 \cdot \theta_D \\ \theta_{D^{yi}} \leqq \theta_D < \theta_{D^{vi}} & m_{D^i} = k \cdot {r_{D^i}}^2 \cdot \theta_{D^{yi}} + k_2 \cdot {r_{D^i}}^2 \cdot \left(\theta_D - \theta_{D^{yi}}\right) \\ \theta_{D^{vi}} \leqq \theta_D < \theta_{D^{ui}} & m_{D^i} = k \cdot {r_{D^i}}^2 \cdot \theta_{D^{yi}} + k_2 \cdot {r_{D^i}}^2 \cdot \left(\theta_{D^{vi}} - \theta_{D^{yi}}\right) \\ \theta_{D^{ui}} \leqq \theta_D & m_{D^i} = 0 \end{cases} \qquad [6.37]$$

S 側

$$\begin{cases} 0 \leqq \theta_D < {\rho_{DS}}^{-1} \cdot \theta_{S^{yi}} & m_{S^i} = k \cdot {r_{S^i}}^2 \cdot \rho_{DS}\theta_D \\ {\rho_{DS}}^{-1} \cdot \theta_{S^{yi}} \leqq \theta_D < {\rho_{DS}}^{-1} \cdot \theta_{S^{vi}} & m_{S^i} = k \cdot {r_{S^i}}^2 \cdot \theta_{S^{yi}} + k_2 \cdot {r_{S^i}}^2 \cdot \left(\rho_{DS}\theta_D - \theta_{S^{yi}}\right) \\ {\rho_{DS}}^{-1} \cdot \theta_{S^{vi}} \leqq \theta_D < {\rho_{DS}}^{-1} \cdot \theta_{S^{ui}} & m_{S^i} = k \cdot {r_{S^i}}^2 \cdot \theta_{S^{yi}} + k_2 \cdot {r_{S^i}}^2 \cdot \left(\theta_{S^{vi}} - \theta_{S^{yi}}\right) \\ {\rho_{DS}}^{-1} \cdot \theta_{S^{ui}} \leqq \theta_D & m_{S^i} = 0 \end{cases} \qquad [6.38]$$

T2S について

$$M_{\max_screw} = M_{T2S}(\theta_{\max_screw}) \tag{6.39}$$

$$M_{T2S} = \sum_{i=1}^{n_T} m_{T^i} + \sum_{i=1}^{n_S} m_{S1^i} + \sum_{i=1}^{n_S} m_{S2^i} \tag{6.40}$$

$$\theta_{\max_screw} = \min\left[\frac{\delta_u}{\max\left[r_{T^i}'\right]}, \frac{1}{\rho_{T2S}} \frac{\delta_u}{\max\left[r_{S^i}'\right]} \right] \tag{6.41}$$

T 側

$$\begin{cases} 0 \leqq \theta_T < \theta_{T\,yi} & m_{T^i} = k \cdot {r_{T^i}}^2 \cdot \theta_T \\ \theta_{T\,yi} \leqq \theta_T < \theta_{T\,vi} & m_{T^i} = k \cdot {r_{T^i}}^2 \cdot \theta_{T\,yi} + k_2 \cdot {r_{T^i}}^2 \cdot \left(\theta_T - \theta_{T\,yi}\right) \\ \theta_{T\,vi} \leqq \theta_T < \theta_{T\,ui} & m_{T^i} = k \cdot {r_{T^i}}^2 \cdot \theta_{T\,yi} + k_2 \cdot {r_{T^i}}^2 \cdot \left(\theta_{T\,vi} - \theta_{T\,yi}\right) \\ \theta_{T\,ui} \leqq \theta_T & m_{T^i} = 0 \end{cases} \tag{6.42}$$

S-1 側
及び
S-2 側

$$\begin{cases} 0 \leqq \theta_T < {\rho_{T2S}}^{-1} \cdot \theta_{S\,yi} & m_{S^i} = k \cdot {r_{S^i}}^2 \cdot \rho_{T2S}\theta_T \\ {\rho_{T2S}}^{-1} \cdot \theta_{S\,yi} \leqq \theta_T < {\rho_{T2S}}^{-1} \cdot \theta_{S\,vi} & m_{S^i} = k \cdot {r_{S^i}}^2 \cdot \theta_{S\,yi} + k_2 \cdot {r_{S^i}}^2 \cdot \left(\rho_{T2S}\theta_T - \theta_{S\,yi}\right) \\ {\rho_{T2S}}^{-1} \cdot \theta_{S\,vi} \leqq \theta_T < {\rho_{T2S}}^{-1} \cdot \theta_{S\,ui} & m_{S^i} = k \cdot {r_{S^i}}^2 \cdot \theta_{S\,yi} + k_2 \cdot {r_{S^i}}^2 \cdot \left(\theta_{S\,vi} - \theta_{S\,yi}\right) \\ {\rho_{T2S}}^{-1} \cdot \theta_{S\,ui} \leqq \theta_T & m_{S^i} = 0 \end{cases} \tag{6.43}$$

ここで、

$M_{\max_screw}$ ：集成材-鋼板間ビス接合の最大曲げモーメント[Nmm]

$\theta_{\max_screw}$ ：接合部におけるいずれかのビスが最初に終局変位に達したときの回転角 [rad]

$M_{_screw}$ ：集成材-鋼板間ビス接合の負担モーメント[Nmm]

m_{X^i} ：X における i 番ビスによる回転中心まわりのモーメント[Nmm]

r_{X^i}' ：X における i 番ビスのみかけの回転中心からの距離 [Nmm]

δ_u ：単位ビス接合部の終局変位(6 章考察参照) [mm]

r_{X^i} ：i 番ビスの回転中心に対するみかけのモーメントアーム [mm]

$$r_{X^i} = \sqrt{\left(1+c_X\right)^{-1}\left(x_{X^i} - \overline{x_{X^i}}\right)^2 + \left(y_{X^i} - \overline{y_{X^i}}\right)^2} \tag{6.44}$$

ρ_{DS} ：DS における D に対する S の材軸平行方向回転角の比

ρ_{T2S} ：T2S における T に対する S の材軸平行方向回転角の比

$\theta_{X^{vi}} = \theta_{X^{yi}} + \dfrac{sp_u - sp_y}{k_2 \cdot r_{X^i}'}$ ：X における i 番ビスの降伏回転角 [rad] [6.45]

$\theta_{X^{vi}} = \theta_{X^{yi}} + \dfrac{sp_u - sp_y}{k_2 \cdot r_{X^i}'}$ ：X における i 番ビスのみかけの全塑性回転角[rad] [6.46]

$\theta_{X^{ui}} = \theta_{X^{vi}} + \dfrac{\delta_u - \delta_v}{r_{X^i}'}$ ：X における i 番ビスの終局回転角[rad] [6.47]

n_X ：X におけるビス本数

$_{sp}y$ ：単位ビス接合部降伏耐力　　[N]

δ_y ：単位ビス接合部降伏変位　　[mm]

$_{sp}v$ ：単位ビス接合部終局耐力　　[N]

δ_v ：単位ビス接合部みかけの全塑性変位(　　[mm]

k_2 ：単位ビス接合部２次剛性　　[N/mm]

2) 高力ボルト接合部の最大曲げモーメント M_{max_HTB}

高力ボルト接合部の最大曲げモーメント M_{max_HTB} は 1 本目の単位高力ボルト接合部が最大せん断耐力に達した時点の曲げモーメントとする。

$$M_{max_HTB} = \frac{\sum_{HTB} r_i^2}{\max[_{HTB} r_i]} \cdot q_{bu} \qquad [6.48]$$

q_{bu} ：単位高力ボルト接合部の最大せん断耐力(　　[N]

尚、高力ボルト接合部は降伏耐力以後、有限の剛性を持って上式で算出した耐力に達するまで回転角を生じる。その回転剛性 K_{PZ2} は下式で算出される。

$$K_{PZ2} = k_{2_HTB} \cdot \sum_{HTB} r_i^2 \qquad [6.49]$$

$$k_{2_HTB} = \frac{E_s \cdot t \cdot d_{_HTB}}{4a} \text{ ：単位高力ボルト接合部すべり剛性} \quad [N/mm] \qquad [6.50]$$

E_s ：鋼板のヤング係数 [N/mm^2]

t ：鋼板の厚さ [mm]

$d_{_HTB}$ ：高力ボルトの呼び径 [mm]

a ：高力ボルト接合部最外配置ピッチ [mm]

3) 鋼板添板の最大曲げモーメント M_{max_steel}

鋼板添板の最大曲げモーメント M_{max_steel} は以下の式による。このとき、鋼板の曲げモーメント分布が降伏モーメント算定時と変わらず合せ区間とパネルゾーンの境界部付近で曲げモーメントは極大を取るものとして算出する。

DS について

$$M_{max_steel} = \left(1 - \frac{1 - v_{DS}}{1 + u_{DS}}\right)^{-1} \cdot F_{su} \cdot Z_{sp} \qquad [6.51]$$

T2S について

$$M_{\max_steel} = 2 \cdot \left(1 - \frac{1 - v_{T2S}}{1 + u_{T2S}}\right)^{-1} \cdot F_{su} \cdot Z_{sp} \qquad [6.52]$$

ここで、

F_{su} ：鋼板の最大引張強さ[N/mm^2]

Z_{sp} ：鋼板の正味断面の塑性断面係数[mm^3]

4) 集成材の曲げに関する最大曲げモーメント $M_{\max_glulam(b)}$

集成材の曲げに関する最大曲げモーメント $M_{\max_glulam(b)}$ は以下の式による。このとき、2 枚の材の応力負担割合は、弾性時のものと大きく変動することはないと仮定し、これを代用して算出する。

DS について

$$M_{\max_glulam(b)} = \left(1 + u_{DS}\right) \cdot F_{wb} \cdot Z_{wn} \qquad [6.53]$$

T2S について

$$M_{\max_glulam(b)} = 2\left(1 + u_{T2S}\right) \cdot F_{wb} \cdot Z_{wn} \qquad [6.54]$$

ここで、

F_{wb} ：集成材の基準曲げ強度[N/mm^2]

Z_{wn} ：集成材 1 枚の正味断面の断面係数[mm^3]

(6)終局曲げモーメント M_u 及び塑性率 μ の計算方法

1) 接合部の復元力特性は柱、梁、パネルゾーンの高力ボルト接合において各々M-θ曲線を求め、モーメントを基準に回転角を足し合わせることで柱-梁接合部の復元力特性とする。初期剛性、降伏曲げモーメント、最大曲げモーメントは、(3)～(5)より算出する。

2) 各クライテリアの復元力特性に関し、ビス接合部はトリリニア型、高力ボルト接合部の復元力特性はバイリニア型の復元力特性とする　　。

3) 終局回転角は最大曲げモーメントに達した時点での回転角とする。

4) 1)～3)で求めた復元力特性を完全弾塑性モデルに近似し、各諸量を算出する。

接合部の M-θ曲線と X 軸で囲まれた面積を S としたとき、初期剛性と面積が等しい台形の完全弾塑性モデルの終局耐力 M_u は、下式で求められる。

$$M_u = {}_{bc}K \cdot \theta_u - \sqrt{{}_{bc}K^2 \cdot \theta_u{}^2 - 2{}_{bc}K \cdot S} \qquad [6.55]$$

$${}_{bc}K = \left({}_bK^{-1} + {}_cK^{-1} \right)^{-1} \qquad [6.56]$$

${}_{cl-BS}K$ ：柱脚接合部の復元力特性における回転剛性 [Nmm/rad]

θ_u ：終局回転角 [rad]

$$\mu = \frac{\theta_u}{\theta_v} \qquad [6.57]$$

θ_v ：完全弾塑性モデルの全塑性回転角 [rad]

$$\theta_v = \frac{M_u}{{}_{bc}K} \qquad [6.58]$$

(7)設計用許容耐力に対する低減係数αの算出

次項「(8)複合応力下での検討」では、接合部の主たる耐力要素である 4 要素、集成材-鋼板間ビス接合部、鋼板-鋼板間高力ボルト接合部、集成材、鋼板に対して、作用する応力が設計用許容耐力を超えないように設計することとなる。この際、本設計法では、接合部において集成材の曲げによる脆性的破壊を生じる前に十分なエネルギー吸収能を発揮できることを担保するため、設計用許容耐力について靭性能を考慮したものとする。すなわち、降伏耐力に対して、最大耐力や靭性に応じた終局耐力が乏しいような場合には低減率を乗じて許容耐力とすることを条件とする。

Fig. 6. 5 に設計用許容耐力算出フローを示す。接合部の復元力特性を３つの指標、降伏耐力、最大耐力、靭性に応じた終局耐力によって評価し、その最小値を接合部の許容耐力とする。この耐力を基準曲げモーメントM_0と定義して式[6.59]のように算出し、降伏耐力に対する比率を低減係数として式[6.60]のように算出し、耐力要素の降伏耐力に対して乗ずることで設計用許容耐力とする。尚、この低減係数は短期許容耐力に対してのみ適用し、その他、長期、中長期、中短期においては 1 として扱うことする。

$$M_0 = \min\left[M_y, \frac{2}{3} M_{\max}, 0.2\sqrt{2\mu - 1} \cdot M_u \right] \qquad [6.59]$$

M_0：基準曲げモーメント

M_y：降伏曲げモーメント

$M_{\max}$：最大曲げモーメント

M_u：終局曲げモーメント

μ：塑性率

$$\alpha = \frac{M_0}{M_y} \qquad [6.60]$$

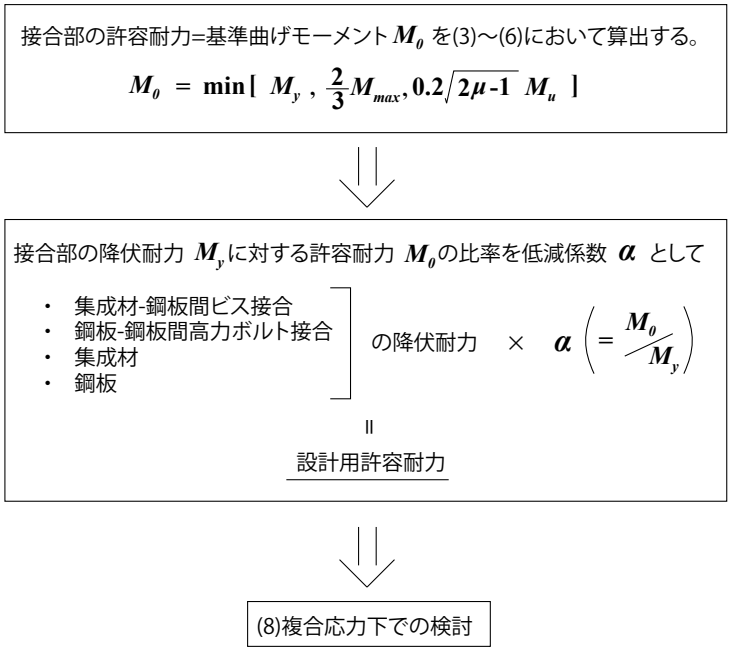


Fig. 6.5.　設計用許容耐力算出フロー

(8)複合応力下での検討

DS 及び T2S について、Fig. 6. 6 に示すように設計応力を定義する。本接合部はその大きさを無視できないことから、各クライテリアに対して負担するモーメントをそれぞれ算出して検討することとする。ここでは、任意形解析プログラムによる解析結果に対してビス接合回転ばね入力位置の応力を用いて、各クライテリアを検討するモーメントに換算することとする。

尚、T2S については、負担モーメントを 2 つの場合、すなわち「(a)逆対称モーメント」と「(b)対称モーメント」の場合に分け、それぞれの場合について各部応力を算出し、その加算により検定を行うこととする。この手順を踏む理由は、モーメントの伝達機構が各場合で異なるためである((b)の場合についての力学モデルは解説参照)。

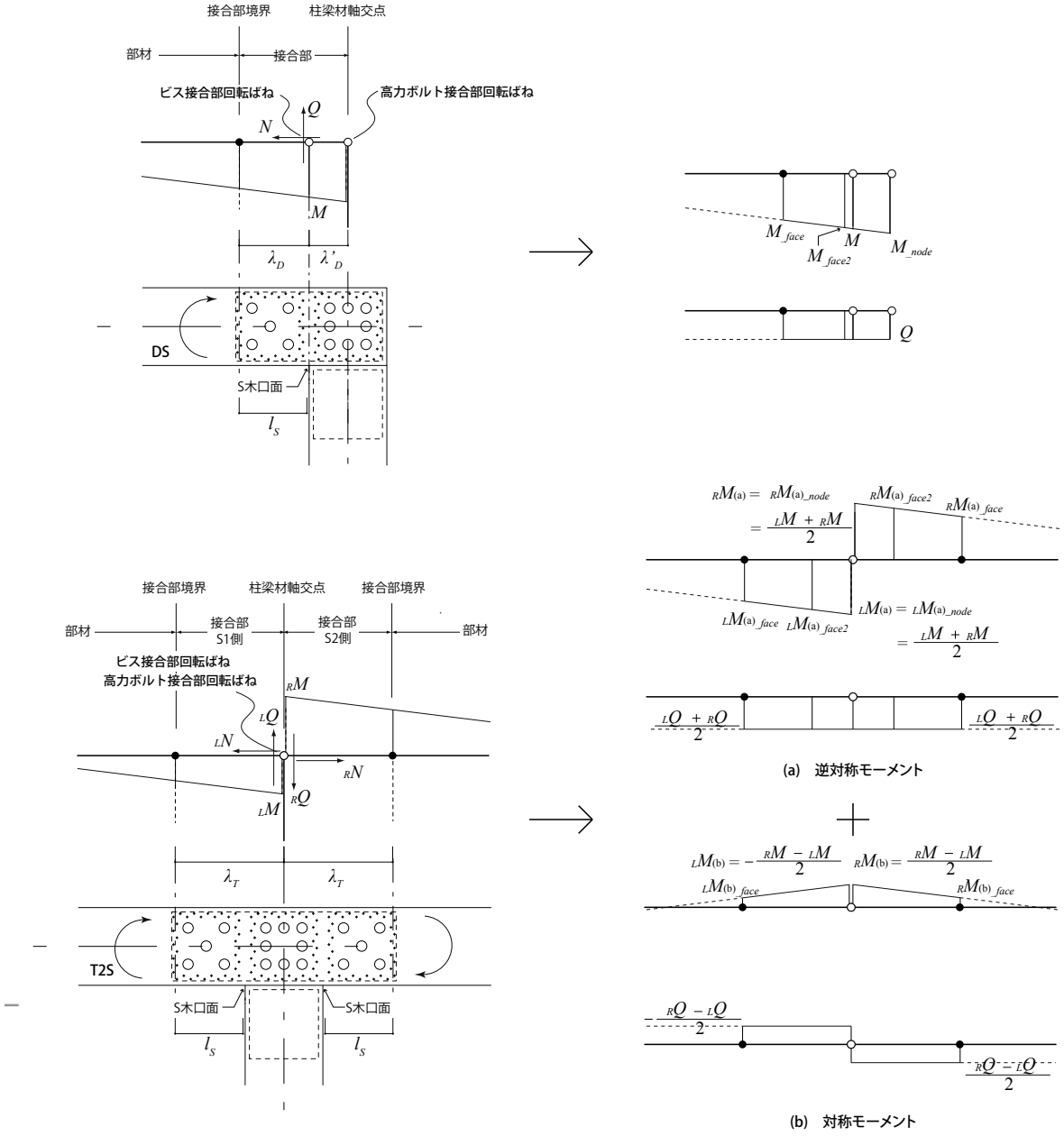


Fig. 6.6. 設計応力

以下に、計算に用いるモーメントを纏める。このとき、D、T の(b)逆対称モーメントの場合、S のせん断力の負担割合はビス本数比とする。T の(a)対称モーメントの場合の負担割合は初期剛性算定時のモーメント負担割合とする。

DS について

① ビス接合部 回転ばね入力位置

D： $$M_{D_screw}=\left(1+u_{DS}\right)^{-1}M \quad [6.61]$$

S： $$M_{S_screw}=\left(1+u_{DS}{}^{-1}\right)^{-1}M \quad [6.62]$$

② 接合部境界

D： $$M_{D_face}=M_{D_screw}-\frac{n_D}{n_D+n_S}Q\lambda_D \quad [6.63]$$

S： $$M_{S_face}=M_{S_screw}-\frac{n_S}{n_D+n_S}Q\lambda_S \quad [6.64]$$

③ 高力ボルト接合部 回転ばね入力位置

$$M_{_node}=M+Q\cdot\lambda'_D \quad [6.65]$$

④ S 木口面

$$M_{_face2}=M-Q\cdot\left(\lambda_D-l_S\right) \quad [6.66]$$

T2S について

(a)逆対称モーメント

① ビス接合部 回転ばね入力位置

T： $$M_{(a)T_screw}=\left(1+u_{T2S}\right)^{-1}\left({}_LM+{}_RM\right) \quad [6.67]$$

S1, 2： $$M_{(a)S_screw}=\left(1+u_{T2S}{}^{-1}\right)^{-1}\frac{{}_LM+{}_RM}{2} \quad [6.68]$$

② 接合部境界

T： $$M_{(a)T_face}=\frac{M_{(a)T_screw}}{2}-\left(1+u_{T2S}\right)^{-1}\frac{{}_LQ+{}_RQ}{2}\lambda_T \quad [6.69]$$

S1, 2： $$M_{(a)S_face}=M_{(a)S_screw}-\left(1+u_{T2S}{}^{-1}\right)^{-1}\frac{{}_LQ+{}_RQ}{2}\lambda_S \quad [6.70]$$

③ 高力ボルト接合部 回転ばね入力位置

$$M_{(a)_node}={}_LM+{}_RM \quad [6.71]$$

④ S 木口面

$$M_{(a)_face2}=\frac{{}_LM+{}_RM}{2}-\frac{{}_LQ+{}_RQ}{2}\left(\lambda_T-l_S\right) \quad [6.72]$$

(b)対称モーメント(T の正負符号はビス配置図心に対して S1 側：上、S2 側：下)

① ビス接合部 回転ばね入力位置

T： $$M_{(b)T_screw}=\mp\left(1+u'_{T2S}\right)^{-1}\frac{{}_RM-{}_LM}{2} \quad [6.73]$$

S1： $$M_{(b)S1_screw}=-\left(1+u'_{T2S}{}^{-1}\right)^{-1}\frac{{}_RM-{}_LM}{2} \quad [6.74]$$

S2： $$M_{(b)S2_screw}=\left(1+u'_{T2S}{}^{-1}\right)^{-1}\frac{{}_RM-{}_LM}{2} \quad [6.75]$$

② 接合部境界

T： $$M_{(b)T_face}=M_{(b)T_screw}\pm\frac{n_T}{n_T+2n_S}\frac{{}_RQ-{}_LQ}{2}\lambda_T \quad [6.76]$$

S1： $$M_{(b)S1_face}=M_{(b)S_screw}+\frac{2n_S}{n_T+2n_S}\frac{{}_RQ-{}_LQ}{2}\lambda_S \quad [6.77]$$

S2： $$M_{(b)S2_face}=M_{(b)S2_screw}-\frac{2n_S}{n_T+2n_S}\frac{{}_RQ-{}_LQ}{2}\lambda_S \quad [6.78]$$

③ 高力ボルト接合部 回転ばね入力位置

$$M_{(b)_node}=0 \quad [6.79]$$

ここで、

n_X ：X に留め付けたビス本数

λ_X ：X の回転ばねからビス配置図心から接合部境界までの距離 [mm]

u'_{T2S} ：(b)対称モーメントの場合の T に対する S のモーメント負担割合

$$u'_{T2S} = \left(-26\beta + 105\right) \cdot \frac{{\lambda_T}^2}{315 E_w I_w} \cdot \frac{K_{y_S}}{\lambda_S} \qquad [6.80]$$

$$\beta = \frac{630}{181 + 5760 \cdot \dfrac{E_w I_w}{s \cdot {\lambda_T}^4}} \qquad (\leq 1) \qquad [6.81]$$

s ：T のビス接合を弾性床支持とみなした場合の弾性係数 [N/mm²]

$$s = \frac{k n_T}{2\lambda_T} \qquad [6.82]$$

E_w ：集成材の曲げヤング係数 [N/mm²]

I_w ：集成材 1 枚の断面 2 次モーメント [mm⁴]

その他の記号は(.1)～(.8)参照

1) ビス接合部

①軸力，せん断力、曲げモーメントの組合せ応力を受ける接合部において、ビス接合部に作用する応力は以下のように表現される。

DS について、各応力により i 番ビス接合部が負担する力は以下のように表現される。この時、軸力 N、せん断力 Q の負担割合は、２枚の集成材の移動距離が同一であるとしてビス本数比で割り振られると仮定する。

$$p_{D^i} = \begin{pmatrix} k\left(y_{D^i} - \overline{y_{D^i}}\right) \cdot \dfrac{\left(1 + c_D\right) M_{D_screw}}{K_{y_D}} \\ -k\left(x_{D^i} - \overline{x_{D^i}}\right) \cdot \dfrac{M_{D_screw}}{K_{y_D}} \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} \dfrac{N}{n_D + n_S} \\ -\dfrac{Q}{n_D + n_S} \end{pmatrix} \qquad [6.83]$$

$$p_{S^i} = \begin{pmatrix} k\left(y_{S^i} - \overline{y_{S^i}}\right) \cdot \dfrac{\left(1 + c_S\right) M_{S_screw}}{K_{y_S}} \\ -k\left(x_{S^i} - \overline{x_{S^i}}\right) \cdot \dfrac{M_{S_screw}}{K_{y_{DS}}} \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} \dfrac{N}{n_D + n_S} \\ -\dfrac{Q}{n_D + n_S} \end{pmatrix} \qquad [6.84]$$

ここで、

p_{D^i} ：DS における D 側の i 番ビス接合部の応力[N]

p_{S^i} ：DS における S 側の i 番ビス接合部の応力[N]

照

T2S について、各応力により i 番ビス接合部が負担する力は以下のように表現される。

(a)逆対称モーメントの場合

せん断力 Q は、負担割合について初期剛性算定時のモーメント負担比とし、S のみビス接合部の応力に加算する。

これは、T の負担せん断力はモーメントとして設計応力に含まれるためである。また、軸力 Nは、T に対しては接合部両側の軸力の差によって集成材‐鋼板間に発生するせん断力を加算し、S に対しては接合部仕様によって負担割合が 0.5 以下となることより 50%の軸力を加算する。

$$p_{(a)T\,i}=\begin{pmatrix} k\left(y_{T\,i}-\overline{y_{T\,i}}\right)\cdot\dfrac{\left(1+c_T\right)M_{(a)T_screw}}{K_{y_T}} \\ -k\left(x_{T\,i}-\overline{x_{T\,i}}\right)\cdot\dfrac{M_{(a)T_screw}}{K_{y_T}} \end{pmatrix}+\begin{pmatrix} {}_{L}N-{}_{R}N \\ n_T+2n_S \\ 0 \end{pmatrix} \qquad [6.85]$$

$$p_{(a)S1\,i}=\begin{pmatrix} k\left(y_{S\,i}-\overline{y_{S\,i}}\right)\cdot\dfrac{\left(1+c_S\right)M_{(a)S_screw}}{K_{y_S}} \\ -k\left(x_{S\,i}-\overline{x_{S\,i}}\right)\cdot\dfrac{M_{(a)S_screw}}{K_{y_S}} \end{pmatrix}+\begin{pmatrix} \dfrac{0.5{}_{L}N}{n_S} \\ \dfrac{1}{n_S}\cdot\left(1+u_{T2S}{}^{-1}\right)\dfrac{{}_{L}Q+{}_{R}Q}{2} \end{pmatrix} \qquad [6.86]$$

$$p_{(a)S2\,i}=\begin{pmatrix} k\left(y_{S\,i}-\overline{y_{S\,i}}\right)\cdot\dfrac{\left(1+c_S\right)M_{(a)S_screw}}{K_{y_S}} \\ -k\left(x_{S\,i}-\overline{x_{S\,i}}\right)\cdot\dfrac{M_{(a)S_screw}}{K_{y_S}} \end{pmatrix}+\begin{pmatrix} -\dfrac{0.5{}_{R}N}{n_S} \\ -\dfrac{1}{n_S}\cdot\left(1+u_{T2S}{}^{-1}\right)\dfrac{{}_{L}Q+{}_{R}Q}{2} \end{pmatrix} \qquad [6.87]$$

ここで、

$p_{(a)T\,i}$ ：(a)逆対称モーメントに対する T2S における T 側の i番接合部の応力 [N]

$p_{(a)S1\,i}$ ：(a)逆対称モーメントに対する T2S における S1 側の i番接合部の応力 [N]

$p_{(a)S2\,i}$ ：(a)逆対称モーメントに対する T2S における S2 側の i番接合部の応力 [N]

その他の記号は、式[6.1]～[6.8]、[6.61]～[6.79]参照

(b)対称モーメントの場合

せん断力 Qは、負担割合については 2 枚の集成材の移動距離が同一であるとしてビス本数比で割り振られると仮定する。また、軸力 Nは、(a)において既に加算されていることからここでは 0 とする。尚、T の正負符号はビス配置図心に対して S1 側：上、S2 側：下とする。

$$p_{(b)T\,i}=\begin{pmatrix} 0 \\ -k\left\{\mp f(x_{T\,i})\cdot M_{(b)T_face}+g(x_{T\,i})\cdot\dfrac{n_T}{n_T+2n_S}\cdot\dfrac{{}_{R}Q-{}_{L}Q}{2}\right\} \end{pmatrix}+\begin{pmatrix} 0 \\ -\dfrac{{}_{R}Q-{}_{L}Q}{\left(n_T+2n_S\right)} \end{pmatrix} \qquad [6.88]$$

$$p_{(b)S1\,i}=\begin{pmatrix} k\left(y_{S\,i}-\overline{y_{S\,i}}\right)\cdot\dfrac{\left(1+c_S\right)M_{(b)S1_screw}}{K_{y_S}} \\ -k\left(x_{S\,i}-\overline{x_{S\,i}}\right)\cdot\dfrac{M_{(b)S1_screw}}{K_{y_S}} \end{pmatrix}+\begin{pmatrix} 0 \\ -\dfrac{{}_{R}Q-{}_{L}Q}{\left(n_T+2n_S\right)} \end{pmatrix} \qquad [6.89]$$

$$p_{(b)S2\,i}=\begin{pmatrix} k\left(y_{S\,i}-\overline{y_{S\,i}}\right)\cdot\dfrac{\left(1+c_S\right)M_{(b)S2_screw}}{K_{y_S}} \\ -k\left(x_{S\,i}-\overline{x_{S\,i}}\right)\cdot\dfrac{M_{(b)S2_screw}}{K_{y_S}} \end{pmatrix}+\begin{pmatrix} 0 \\ -\dfrac{{}_{R}Q-{}_{L}Q}{\left(n_T+2n_S\right)} \end{pmatrix} \qquad [6.90]$$

ここで、

$p_{(b)T\,i}$ ：T2S における T 側の i番接合部の応力 [N]

$p_{(b)S1\,i}$ ：T2S における S1 側の i番接合部の応力 [N]

$p_{(b)S2\,i}$ ：T2S における S2 側の i番接合部の応力 [N]

$f_{(x)}$ ：モーメントに対する変位関数 [mm/Nmm]

$g_{(x)}$ ：せん断力に対する変位関数 [mm/N]

$$f_{(x)}=\frac{{\lambda_T}^2}{630E_wI_w}\left\{(32\beta-105)-15(8\beta-21)\left|\frac{x-\overline{x_{T^i}}}{\lambda_T}\right|^2+60\beta\left|\frac{x-\overline{x_{T^i}}}{\lambda_T}\right|^4-24\beta\left|\frac{x-\overline{x_{T^i}}}{\lambda_T}\right|^5\right\} \quad [6.91]$$

$$g_{(x)}=\frac{{\lambda_T}^3}{360E_wI_w}\left\{(8\beta-27)-30(\beta-3)\left|\frac{x-\overline{x_{T^i}}}{\lambda_T}\right|^2+15(\beta-1)\left|\frac{x-\overline{x_{T^i}}}{\lambda_T}\right|^4-6\beta\left|\frac{x-\overline{x_{T^i}}}{\lambda_T}\right|^5\right\} \quad [6.92]$$

②検定

全てのビス接合部に作用する応力が設計用許容せん断耐力を下回ることとする。

DS について、検定は下式による。

$$p_{X^i}\le\alpha\cdot p_a \quad [6.93]$$

また、T2S について、検定は下式による。

$$p_{(a)_{X^i}}+p_{(b)_{X^i}}\le\alpha\cdot p_a \quad [6.94]$$

ここで、

p_{X^i} ：X(X=D, S)における i 番ビス接合の負担応力 [N]

$p_{(a)_{X^i}}$ ：X(X=T, S1, S2)における(a)逆対称モーメントに対する i 番ビス接合部の負担応力 [N]

$p_{(b)_{X^i}}$ ：X における(a)逆対称モーメントに対する i 番ビス接合部の負担応力 [N]

p_a ：単位ビス接合部の許容せん断耐力 [N]

短期	中短期	中長期	長期
$p_a=p_y$	$p_a=\frac{1.6}{2}p_y$	$p_a=\frac{1.43}{2}p_y$	$p_a=\frac{1.1}{2}p_y$

p_y ：単位ビス接合部の降伏耐力 [N]

α ：短期許容耐力に対する低減係数

長期、中長期、中短期においては $\alpha=1$

2) 高力ボルト接合部

①軸方向力、せん断力、曲げモーメントの組合せ応力を受ける接合部において、パネルゾーンの高力ボルト接合部の i 番接合部に生じる作用力は以下の式による。

$$R_i=\sqrt{(R_{xi}+R_n)^2+(R_{yi}+R_q)^2} \quad [6.95]$$

DS について

$$R_{xi} = M_{_node} \cdot \frac{{}_{HTB}y_i}{\sum\left({}_{HTB}r_i\right)^2} \quad [6.96]$$

$$R_{yi} = -M_{_node} \cdot \frac{{}_{HTB}x_i}{\sum\left({}_{HTB}r_i\right)^2} \quad [6.97]$$

$$R_n = \frac{N}{{}_{HTB}n} \quad [6.98]$$

$$R_q = -\frac{Q}{{}_{HTB}n} \quad [6.99]$$

T2S について

$$R_{xi} = M_{(a)_node} \cdot \frac{{}_{HTB}y_i}{\sum\left({}_{HTB}r_i\right)^2} \quad [6.100]$$

$$R_{yi} = -M_{(a)_node} \cdot \frac{{}_{HTB}x_i}{\sum\left({}_{HTB}r_i\right)^2} \quad [6.101]$$

$$R_n = \frac{{}_{L}N - {}_{R}N}{{}_{HTB}n} \quad [6.102]$$

$$R_q = -\frac{{}_{L}Q - {}_{R}Q}{{}_{HTB}n} \quad [6.103]$$

ここで、

R_i ：パネルゾーンの高力ボルト接合部の i 番接合部に生じる作用力 [N]

R_{xi} ：曲げモーメントによって i 番接合部に作用する材軸平行方向のせん断力 [N]

R_{yi} ： 曲げモーメントによって i 番接合部に作用する材軸直交方向のせん断力 [N]

R_n ：軸方向力によって i 番接合部に作用する材軸平行方向のせん断力 [N]

R_q ：せん断力によって i 番接合部に作用する材軸直交方向のせん断力 [N]

${}_{HTB}n$ ：パネルゾーンの高力ボルト本数

②検定

全ての高力ボルトに作用する応力が設計用許容すべり耐力を下回ることとする。

$$R_i \le \alpha \cdot q_a \quad [6.104]$$

ここで、

q_{ba} ：高力ボルト 1 本当りの設計用許容すべり耐力

短期	中短期	中長期	長期
$q_{ba} = q_{by}$	$q_{ba} = q_{by}$	$q_{ba} = \frac{1}{1.5} q_{by}$	$q_{ba} = \frac{1}{1.5} q_{by}$

q_{by} ：単位高力ボルト接合部のすべり耐力 [N]

α ：短期許容耐力に対する低減係数

長期、中長期、中短期においては $\alpha = 1$

3) 鋼板添板

Fig. 6.77 に示すように、DS 及び T2S の(a)逆対称曲げモーメントの場合では、鋼板の負担曲げモーメントはビス接合部からの伝達により増大し S 木口面を境に相手側鋼板への伝達により減少するため、その位置で極大値をとる。このことより、DS および T2S の逆対称曲げモーメント負担時における鋼板の負担曲げモーメント最大値 M_{PLD} および $M_{(a)PLT}$ は下式で算出される。算出方法は、集成材のモーメント分布を直線補間し S 木口面における負担モーメントを求め、全モーメントからその分を除いて鋼板の負担モーメントとする。

DS について

$$M_{PLD} = M_{_face2} - (1 - v_{DS}) M_{D_face} \qquad [6.105]$$

T2S の(a)逆対称曲げモーメントの場合について、

$$M_{(a)PLT} = M_{(a)_face2} - (1 - v_{T2S}) M_{(a)T_face} \qquad [6.106]$$

ここで、

v_{DS} ：D に対する S の接合部長さ率

v_{T2S} ：T 対する S2 枚分の接合部長さ率

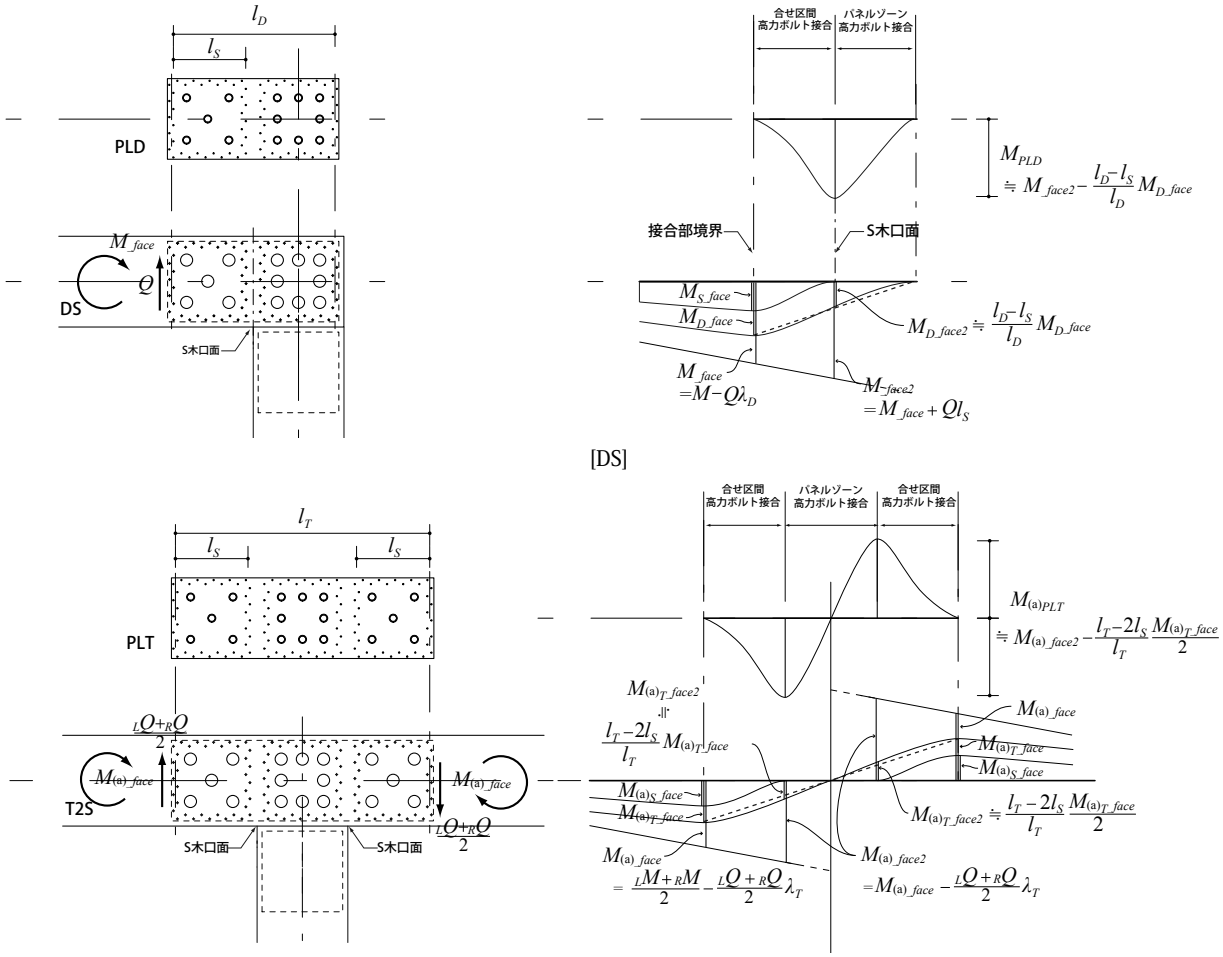


Fig. 6.7. DS および T2S(a) 逆対称曲げモーメント負担時の集成材及び鋼板の曲げモーメント分布

一方、Fig. 6.8 8 に示すように、T2S の(b)対称曲げモーメントの場合では、鋼板の負担曲げモーメントは、T 集成材の負担モーメントが最小となるビス接合回転ばね入力位置において最大となる。このことより、T2S の対称曲げモーメント負担時における鋼板の負担曲げモーメント最大値 $M_{(b)PLT}$ は下式で算出される。算出方法は、接合部における集成材の負担する曲げモーメント分布から最小となる回転ばね入力位置の負担モーメントを求め、全モーメントからその分を除いて鋼板の負担モーメントとする、尚、T の正負符号はビス配置図心に対して S1 側：上、S2 側：下とする。

T2S の(b)対称曲げモーメントの場合について、

$$M_{(b)PLT} = M_{(b)} - M_{(b)T} \qquad [6.107]$$

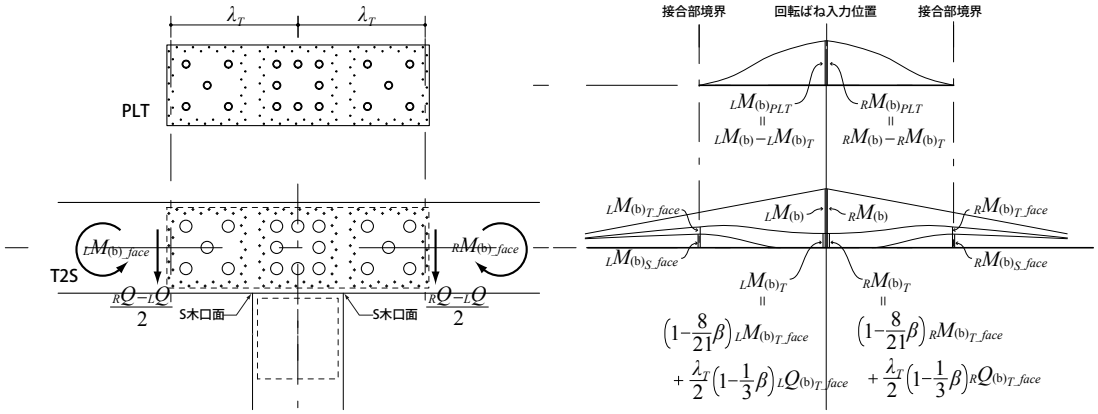
ここで、

$$M_{(b)T} = \left(1-\frac{8}{21}\beta\right)\cdot M_{(b)T_face} + \frac{\lambda_T}{2}\left(1-\frac{1}{3}\beta\right)\cdot Q_{(b)T_face} \qquad [6.108]$$

$$M_{(b)} = \mp\frac{{}_RM - {}_LM}{2} \qquad [6.109]$$

$$Q_{(b)T_face} = \mp\frac{n_T}{n_T+2n_S}\frac{{}_RQ - {}_LQ}{2} \qquad [6.110]$$

その他の記号は、式[6.61]～[6.79]を参照。



[T2S(b)対称曲げモーメント]

Fig. 6.8. T2S(b) 対称曲げモーメント負担時の集成材及び鋼板の曲げモーメント分布

①軸方向力、せん断力、曲げモーメントの組合せ応力を受ける接合部において、鋼板添板に生じる作用力は以下の式による。尚、T2S の最大曲げ応力の発生位置は異なるが、単純に足し合わせて検討することとする。

DS について、鋼板添板の設計応力度は以下のようになる。曲げモーメントは、式[6.105] に示したものを設計応力とする。せん断力は、両端を 0 として直線補間したモーメント分布と適合するようにして算出されるものを設計応力とする。軸力は、全軸力を設計応力とする。

$$\sigma_{b_steel} = \frac{M_{PLD}}{Z_s} \qquad [6.112]$$

$$\sigma_{s_steel} = \frac{1.5M_{PLD}}{\min\left[v_{DS}, 1-v_{DS}\right]\cdot l_D \cdot A_s} \qquad [6.113]$$

$$\sigma_{n_steel} = \frac{N}{A_s} \qquad [6.114]$$

T2S について、鋼板添板の設計応力度は以下のようになる。

(a)逆対称モーメントの場合

曲げモーメントは、式[6.106] に示したものを設計応力とする。せん断力は、両端を 0 として直線補間したモーメント分布と適合するようにして算出されるものを設計応力とする。軸力は、左右の軸力の大きい方を設計応力とする。

$$\sigma_{(a)b_steel} = \frac{M_{(a)PLT}}{Z_s} \qquad [6.111]$$

$$\sigma_{(a)s_steel} = \frac{1.5M_{(a)PLT}}{\min\left[v_{T2S}, (1-v_{T2S})/2\right]\cdot l_T \cdot A_s} \qquad [6.115]$$

$$\sigma_{(a)n_steel} = \frac{\max\left[{}_LN, {}_RN\right]}{A_s} \qquad [6.116]$$

ここで、

$\sigma_{(a)b_steel}$ ：(a)逆対称モーメントに対する鋼板の設計曲げ応力度 [N/mm^2]

$\sigma_{(a)s_steel}$ ：(a)逆対称モーメントに対する鋼板の設計せん断応力度 [N/mm^2]

$\sigma_{(a)n_steel}$ ：(a)逆対称モーメントに対する鋼板の設計軸方向応力度 [N/mm^2]

Z_s ：鋼板の断面係数 [mm^2]

A_s ：鋼板の断面積 [mm^2]

(b)対称モーメントの場合

曲げモーメントは、式[6.107]に示したものを設計応力とする。せん断力は、両端を 0 として直線補間したモーメント分布と適合するようにして算出されるものを設計応力とする。軸力は、(a)逆対称モーメントにおいて加算しているため、ここでは 0 として扱う。

$$\sigma_{(b)b_steel} = \frac{M_{(b)PLT}}{Z_s} \quad [6.117]$$

$$\sigma_{(b)s_steel} = \frac{1.5M_{(b)PLT}}{l_T/2 \cdot A_s} \quad [6.118]$$

$$\sigma_{(b)n_steel} = 0 \quad [6.119]$$

ここで、

$\sigma_{(b)b_steel}$ ：(b)対称モーメントに対する鋼板の設計曲げ応力度 [N/mm²]

$\sigma_{(b)s_steel}$ ：(b)対称モーメントに対する鋼板の設計せん断応力度 [N/mm²]

$\sigma_{(b)n_steel}$ ：(b)対称モーメントに対する鋼板の設計軸方向応力度 [N/mm²]

Z_s ：鋼板の断面係数 [mm²]

A_s ：鋼板の断面積 [mm²]

②検定

鋼板添板に作用する設計応力度が許容応力度を下回ることとする。

DS について

$$\frac{\sigma_{b_steel}}{\alpha \cdot f_{b_steel}} + \frac{\sigma_{n_steel}}{\alpha \cdot f_{n_steel}} \le 1 \quad [6.120]$$

$$\frac{\sigma_{s_steel}}{\alpha \cdot f_{s_steel}} \le 1 \quad [6.121]$$

ここで、

f_{b_steel} ：鋼板の許容曲げ応力度 [N/mm²]

f_{s_steel} ：鋼板の許容せん断応力度 [N/mm²]

f_{n_steel} ：鋼板の許容軸方向応力度 [N/mm²]

短期	中短期	中長期	長期
$f_{b\ or\ n_steel} = F$	$f_{b\ or\ n_steel} = F$	$f_{b\ or\ n_steel} = \frac{1}{1.5}F$	$f_{b\ or\ n_steel} = \frac{1}{1.5}F$
$f_{s_steel} = \frac{F}{\sqrt{3}}$	$f_{s_steel} = \frac{F}{\sqrt{3}}$	$f_{s_steel} = \frac{1}{1.5}\frac{F}{\sqrt{3}}$	$f_{s_steel} = \frac{1}{1.5}\frac{F}{\sqrt{3}}$

F ：鋼材種別に応じた F値 [N/mm²]

α ：短期許容耐力に対する低減係数

長期、中長期、中短期においては $\alpha = 1$

4) 集成材

①軸方向力、せん断力、曲げモーメントの組合せ応力を受ける接合部において、集成材に生じる作用力は以下の
による。DS 及び T2S(a)逆対称モーメントの場合は、曲げ応力度に関しては、パネルゾーンを持つ方の材すなわち D
T の接合部境界位置について検討する。せん断応力度に関しては、パネルシアーに対して 2 枚の集成材のうち大き
い方の応力について検討する。軸方向応力度に関しては、全応力を 1 枚が負担する場合の応力について検討する。
T2S(b)対称モーメントの場合は、曲げ応力度に関しては、パネルゾーンを持つ方の材 T の最大曲げモーメント負
位置について検討する。せん断応力度に関しては、T 材の負担するせん断力と S 材の負担するパネルシアーの応力
の大きい方について検討する。軸方向応力度に関しては、(a)逆対称モーメントで検討しているため 0 とする。

DS について、集成材の設計応力度は以下のようになる。

$$\sigma_{b_glulam} = \frac{M_{D_face}}{Z_{wn}} \qquad [6.122]$$

$$\sigma_{s_glulam} = \max\left[\frac{1.5w_D \cdot M_{D_screw}}{l_D A_{wn_D}}, \frac{1.5w_S \cdot M_{S_screw}}{l_S A_{wn_S}}\right] \qquad [6.123]$$

$$\sigma_{n_glulam} = \frac{N}{A_{wn}} \qquad [6.124]$$

ここで、

σ_{b_glulam} ：集成材の設計曲げ応力度 [N/mm²]

σ_{s_glulam} ：集成材の設計せん断応力度 [N/mm²]

σ_{n_glulam} ：集成材の設計軸方向応力度 [N/mm²]

w_X ：X の全負担モーメントに対する材軸直交方向応力によるモーメント比(式[6.31]参照)

T2S について、集成材の設計応力度は以下のようになる。

(a)逆対称モーメントの場合

$$\sigma_{(a)b_glulam} = \frac{M_{(a)T_face}}{Z_{wn}} \qquad [6.125]$$

$$\sigma_{(a)s_glulam} = \max\left[\frac{1.5w_T \cdot M_{(a)T_screw}}{l_T \cdot A_{wn_T}}, \frac{1.5w_S \cdot M_{(a)S_screw}}{l_S \cdot A_{wn_S}}\right] \qquad [6.126]$$

$$\sigma_{(a)n_glulam} = \frac{\max\left[{}_LN, {}_RN\right]}{A_{wn}} \qquad [6.127]$$

ここで、

$\sigma_{(a)b_glulam}$ ：(a)逆対称モーメントに対する集成材の設計曲げ応力度 [N/mm²]

$\sigma_{(a)s_glulam}$ ：(a)逆対称モーメントに対する集成材の設計せん断応力度 [N/mm²]

$\sigma_{(a)n_glulam}$ ：(a)逆対称モーメントに対する集成材の設計軸方向応力度 [N/mm²]

w_X ：X の全負担モーメントに対する材軸直交方向応力によるモーメント比

(b)対称モーメントの場合

$$\sigma_{(b)b_glulam} = \frac{M_{(b)T_\max}}{Z_{wn}} \qquad [6.128]$$

$$\sigma_{(b)s_glulam} = \max\left[\frac{1.5Q_{(b)T_\max}}{A_{wn_T}}, \frac{1.5w_S \cdot M_{(b)S_screw}}{l_S \cdot A_{wn_S}}\right] \qquad [6.129]$$

$$\sigma_{(b)n_glulam} = 0 \qquad [6.130]$$

ここで、

$\sigma_{(b)b_glulam}$ ：(b)対称モーメントに対する集成材の設計曲げ応力度 [N/mm^2]

$\sigma_{(b)s_glulam}$ ：(b)対称モーメントに対する集成材の設計せん断応力度 [N/mm^2]

$\sigma_{(b)n_glulam}$ ：(b)対称モーメントに対する集成材の設計軸方向応力度 [N/mm^2]

$M_{(b)T_\max}$ ：(b)対称モーメントに対するT材の最大負担モーメント [Nmm]

$Q_{(b)T_\max}$ ：(b)対称モーメントに対するT材の最大負担せん断力 [N]

$$M_{(b)T_\max} = \begin{cases} Q_{(b)T_face} = 0 & : \quad M_{(b)T_face} \\ \dfrac{M_{(b)T_face}}{Q_{(b)T_face}} \le g_1 & : \quad M_{(b)T_face} \\ g_1 < \dfrac{M_{(b)T_face}}{Q_{(b)T_face}} < g_2 & : \quad M_{(b)T} \text{ (式(.108)参照)} \\ g_2 \le \dfrac{M_{(b)T_face}}{Q_{(b)T_face}} & : \quad \begin{aligned} &\left\{\left(1-\frac{8}{21}\beta\right)+\frac{24}{21}\beta\left(1-\omega^{-1}\right)^2-\frac{16}{21}\beta\left(1-\omega^{-1}\right)^3\right\}M_{(b)T_face} \\ &+\frac{\lambda_T}{2}\left\{\left(1-\frac{1}{3}\beta\right)-(1-\beta)\left(1-\omega^{-1}\right)^2-\frac{2}{3}\beta\left(1-\omega^{-1}\right)^3\right\}Q_{(b)T_face} \end{aligned} \end{cases} \qquad [6.131]$$

$$Q_{(b)T_\max} = \begin{cases} Q_{(b)T_face} = 0 & : \quad -\beta \cdot \dfrac{4}{7\lambda_T} M_{(b)T_face} \\ g_3 < \dfrac{M_{(b)T_face}}{Q_{(b)T_face}} < g_2 & : \quad Q_{(b)T_face} \\ \dfrac{M_{(b)T_face}}{Q_{(b)T_face}} \le g_3, \\ g_2 \le \dfrac{M_{(b)T_face}}{Q_{(b)T_face}} & : \quad \begin{aligned} &-\frac{16\beta}{7\lambda_T}\left\{\left(\frac{1-\omega^{-1}}{2}\right)-\left(\frac{1-\omega^{-1}}{2}\right)^2\right\}M_{(b)T_face} \\ &+\left\{(1-\beta)\left(\frac{1-\omega^{-1}}{2}\right)+\beta\left(\frac{1-\omega^{-1}}{2}\right)^2\right\}Q_{(b)T_face} \end{aligned} \end{cases} \qquad [6.132]$$

ω ： Tの負担モーメント分布の極大値位置の材端からの長さの逆数比

$$\omega = \beta\left(1+\frac{16}{7\lambda_T}\cdot\frac{M_{(b)T_face}}{Q_{(b)T_face}}\right) \qquad [6.133]$$

$$g_1 = -\left(1 - \frac{9}{21 - 4\beta}\right) \cdot \frac{7}{16} \lambda_T \qquad [6.134]$$

$$g_2 = \left(\frac{1}{\beta} - 1\right) \cdot \frac{7}{16} \lambda_T \qquad [6.135]$$

$$g_3 = -\left(\frac{1}{\beta} + 1\right) \cdot \frac{7}{16} \lambda_T \qquad [6.136]$$

w_X ：X の全負担モーメントに対する材軸直交方向応力によるモーメント比(式[6.31]参照)

その他の記号は、式[6.32]及び式[6.61]～[6.79]を参照。

②検定

集成材に作用する設計応力度が許容応力度を下回ることとする。

DS について、検定は下式による。

$$\frac{\sigma_{b_glulam}}{\alpha \cdot f_{b_glulam}} + \frac{\sigma_{n_glulam}}{\alpha \cdot f_{n_glulam}} \le 1 \qquad [6.137]$$

$$\frac{\sigma_{s_glulam}}{\alpha \cdot f_{s_glulam}} \le 1 \qquad [6.138]$$

T2S について、検定は下式による。

$$\frac{\sigma_{(a)b_glulam} + \sigma_{(b)b_glulam}}{\alpha \cdot f_{b_glulam}} + \frac{\sigma_{(a)n_glulam} + \sigma_{(b)n_glulam}}{\alpha \cdot f_{n_glulam}} \le 1 \qquad [6.139]$$

$$\frac{\sigma_{(a)s_glulam} + \sigma_{(b)s_glulam}}{\alpha \cdot f_{s_glulam}} \le 1 \qquad [6.140]$$

ここで、

f_{b_glulam} ：集成材の許容曲げ応力度 [N/mm²]

f_{s_glulam} ：集成材の許容せん断応力度 [N/mm²]

f_{n_glulam} ：集成材の許容軸方向応力度 [N/mm²]

短期	中短期	中長期	長期
$f_{X_glulam} = f_X$	$f_{X_glulam} = \frac{1.6}{2} f_X$	$f_{X_glulam} = \frac{1.43}{2} f_X$	$f_{X_glulam} = \frac{1.1}{2} f_X$

f_X (X=b, s, n)：基準許容応力度 [N/mm²]

α ：短期許容耐力に対する低減係数

長期、中長期、中短期においては $\alpha = 1$

【解説】

本指針では、鋼板ビス留めモーメント抵抗接合部を用いた柱－梁接合部について、基本的な接合形式であるＬ型、T型、＋型の３仕様に対して設計式を示した。モーメント抵抗接合部の設計法については実験等に基づいて決定した。

(1)基本事項

柱梁接合部は、集成材２枚からなる柱梁部材を勝ち負けをつけて交差重ね合わせて、内側にビス留めした鋼板同士を高力ボルトによって摩擦接合して構成される。弾性時における変形は集成材-鋼板間のビス接合のみとして高い剛性を期待し、靭性は集成材-鋼板間ビス接合および鋼板-鋼板間高力ボルト接合のすべり変形によって確保することを企図した接合である。このため、ビス接合および高力ボルトを先行降伏させて、脆性的な破壊である集成材の曲げ破壊を生じる前に、塑性変形能を確保するように設計する必要がある。尚、鋼板の曲げ変形によっても高い変形性能が得られるが、複雑な応力状態となって理論解を得ることが困難であるため、本指針では変形要素には含めず設計することとする。

応力伝達の経路について以下に概要を纏める。柱梁部材の曲げモーメントは、集成材-鋼板間ビス接合を介して、鋼板に伝達する。S 側の鋼板に伝達した曲げモーメントは、合せ区間における鋼板-鋼板間高力ボルト接合を介して、D あるいは T 側の鋼板に伝達する。D あるいは T 側の鋼板に伝達した曲げモーメントは、パネルゾーンにおける鋼板-鋼板間高力ボルト接合を介して、相手側の部材の鋼板に伝達する。すなわち、接合部耐力のクライテリアとして、集成材-鋼板間ビス接合のせん断、鋼板-鋼板間高力ボルト接合のせん断、鋼板の曲げ、集成材の曲げ・パネルシアーが挙げることができる。尚、応力・変形を解析する力学モデルにおいては、木口の支圧によるめり込みは無視した。構成部材数が多く施工誤差が生じやすいため面同士の接触度合を管理することが難しいこと、他の耐力要素に対して応力負担割合が小さいことがその理由である。

ビス配置は矩形配置とし、重なり合う範囲においてその配置規則は２材で同様として、ビス配置図心に対して対称配置であることを条件とする。すなわち、ビス配置図心の材軸直交方向位置は、２材で一致することとなる。集成材を伝達する応力の大きさは２材間で異なり、ビス本数の多いＤ材あるいはＴ材の負担割合が大きい。この応力負担の偏りは脆性的な集成材の曲げ破壊の要因となるため注意を要する。２材間で応力負担の偏りが著しく大きいような接合部は合理的でないため避けるようにしなければならない。また、T 材において、パネルゾーンを挟んで、両側にある合せ区間の仕様は同じものとしなければならない。

高力ボルト配置は、その群の図心が接合する面の図心に一致しなければならない。つまり、接合する面において、その範囲のビス群の図心と一致するように配置しなければならない。また、ビス接合と同様に T 材において、パネルゾーンを挟んで、両側にある合せ区間の仕様は同じものとしなければならない。

(2)モデル化

柱梁接合部をモデル化する場合、既述した理由から鋼板は剛体仮定し、集成材-鋼板間のビス接合部及び鋼板-鋼板間の高力ボルト接合部の相対すべりを変形要素とする。集成材-鋼板間ビス接合について、ビスのせん断特性は単位ビス接合部の実験結果より繊維方向に対する応力方向に応じたせん断性能の異方性はばらつきに含まれる程度であったため、各方向に対して異方性は考慮せず一様であるものと仮定している。尚、単位ビス接合の復元力特性は実験結果に基づきトリリニア型に近似している。また、接合部の強度実験結果より、鋼板に対する回転角について材軸直交方向よりも材軸平行方向のものが大きくなる傾向が認められ、集成材のせん断変形が原因と考えられたことより、この変形を考慮している。降伏後の挙動については、単位ビス接合の復元力特性を用いて、増分解析を行って推定している。

鋼板-鋼板間高力ボルト接合部について、耐力は鋼構造接合部設計指針に準拠して算定するものとする。また、変形に関して、すべり耐力までは無視できるものと仮定し、すべり耐力以降については、パネルゾーンの接合においては２次剛性を持って挙動するものとし、合せ区間の接合においては変わらず無視できるものとして、降伏以降の解析を行うこととする。２次剛性の算出にあたっては、剛心から最遠方の接合具がすべり耐力に達した時点で、摩擦接合から支圧接合に切り替わるものと仮定している。

⑶回転剛性の計算

X材(X=T, D, S)において、集成材-鋼板間ビス接合におけるi番接合の負担応力は下式で表現できる。

$$p_{X^i}=\begin{pmatrix}\dfrac{\left(y_{X^i}-Y_X\right)\theta_{x_X}}{\sqrt{\left(y_{X^i}-Y_X\right)^2\theta_{x_X}{}^2+\left(x_{X^i}-X_X\right)^2\theta_{y_X}{}^2}}\left|p_{X^i}\right| \\ -\dfrac{\left(x_{X^i}-X_X\right)\theta_{y_X}}{\sqrt{\left(y_{X^i}-Y_X\right)^2\theta_{x_X}{}^2+\left(x_{X^i}-X_X\right)^2\theta_{y_X}{}^2}}\left|p_{X^i}\right|\end{pmatrix} \qquad [6.141]$$

ここで、

p_{X^i} ：X材(X=T, D, S)のi番ビス接合における負担応力 [N]

$$\left|p_{X^i}\right|=\begin{cases}0\leqq\delta_{X^i}<\delta_y & k\cdot\delta_{X^i} \\ \delta_y\leqq\delta_{X^i}<\delta_v & p_y+k_2\cdot\left(\delta_{X^i}-\delta_y\right) \\ \delta_v\leqq\delta_{X^i}<\delta_u & p_u \\ \delta_u\leqq\delta_{X^i} & 0\end{cases} \qquad [6.142]$$

δ_{X^i} ：X材(X=T, D, S)のi番接合位置における集成材-鋼板間のすべり変位

$$\delta_{X^i}=\sqrt{\left(y_{X^i}-Y_X\right)^2\theta_{x_X}{}^2+\left(x_{X^i}-X_X\right)^2\theta_{y_X}{}^2} \qquad [6.143]$$

k ：単位ビス接合部の初期剛性 [N/mm]

k_2 ：単位ビス接合部の２次剛性 [N/mm]

p_y ：単位ビス接合部の降伏耐力 [N]

δ_y ：単位ビス接合部の降伏変位 [mm]

p_u ：単位ビス接合部の終局耐力 [N]

δ_v ：単位ビス接合部のみかけの全塑性変位 [mm]

δ_u ：単位ビス接合部の終局変位 [mm]

θ_{x_X} ：X材(X=T, D, S)のx方向(材軸平行方向)の回転角 [rad]

θ_{y_X} ：X材(X=T, D, S)のy方向(材軸平行方向)の回転角 [rad]

$\left(x_{X^i}, y_{X^i}\right)$ ：X材(X=T, D, S)の集成材-鋼板間ビス接合のi番接合具の位置座標 [mm]

$\left(X_X, Y_X\right)$ ：X材(X=T, D, S)のビス接合の回転中心の位置座標 [mm]

純曲げの応力状態について回転剛性を求める。各方向の力のつり合い条件より弾性時の回転中心$\left(X_{0_X}, Y_{0_X}\right)$を算出する。力のつり合い条件より以下２式を得る。このとき、i 番ビス接合における負担応力 p_{X^i} は、式 [6.142] における降伏変位以前のものを用いて表わす。

x方向の力のつり合い： $0=\sum_{i=1}^{n_X}k\left(y_{X^i}-Y_X\right)\theta_{x_X}$ [6.144]

y方向の力のつり合い： $0=\sum_{}^{n_X}-k\left(x_{X^i}-X_X\right)\theta_{y_X}$ [6.145]

２式より回転中心$\left(X_{0_X}, Y_{0_X}\right)$は以下のように算出される。

$$\begin{cases} X_{0_X} = \overline{x_{X^i}} \\ Y_{0_X} = \overline{y_{X^i}} \end{cases} \quad [6.146]$$

つまり、回転中心はビス接合剛心位置$(\overline{x_{X^i}}, \overline{y_{X^i}})$である。これを用いて$i$番ビス接合における負担応力$p_{X^i}$を表記し直せば、下式を得る。

$$p_{X^i} = \begin{pmatrix} k\left(y_{X^i} - \overline{y_{X^i}}\right)\theta_{x_X} \\ -k\left(x_{X^i} - \overline{x_{X^i}}\right)\theta_{y_X} \end{pmatrix} \quad [6.147]$$

剛心まわりのモーメントのつり合い条件より、X材(X=T, D, S)の負担モーメントM_xは下式で表現できる。

$$M_X = -\sum_{i=1}^{n_X} \begin{pmatrix} x_{X^i} - \overline{x_{X^i}} \\ y_{X^i} - \overline{y_{X^i}} \end{pmatrix} \times \begin{pmatrix} k\left(y_{X^i} - \overline{y_{X^i}}\right)\theta_{x_X} \\ -k\left(x_{X^i} - \overline{x_{X^i}}\right)\theta_{y_X} \end{pmatrix}$$

$$\Leftrightarrow M_X = kI_{x_X}\theta_{x_X} + kI_{y_X}\theta_{y_X} \quad [6.148]$$

ここで、

$$I_{x_X} = \sum_{i=1}^{n_X}\left(y_{X^i} - \overline{y_{X^i}}\right)^2 \quad [6.149]$$

$$I_{y_X} = \sum_{i=1}^{n_X}\left(x_{X^i} - \overline{x_{X^i}}\right)^2 \quad [6.150]$$

I_{x_X}、I_{y_X}はX材(X=T, D, S)の各方向のビス配列２次モーメントである。

回転角がｘ方向とｙ方向で異なるのは集成材がせん断変形しているためであり、幾何学的関係から各方向の回転角の間には次式が成立する。

$$\theta_{x_X} = \theta_{y_X} + \gamma_X \quad [6.151]$$

モーメント伝達によって集成材のせん断変形の影響はFig. 6.9 9 に示す力学モデルを仮定して考慮する。接合部におけるX材(X=T, D, S)の集成材は、せん断変形のみ生じると仮定して、４隅がピン接合されたパネル枠とその内部にせん断剛性G_wを持つパネルが嵌ったモデルとする。集成材-鋼板ビス接合による応力は、接合部において内側においても分布するが外側の応力が支配的であるため、伝達するモーメントと等価となるような、パネル枠の位置において作用する応力に単純化している。x方向、y方向の各方向応力による伝達モーメントM_{x_X}、M_{y_X}は、各方向の回転角を用いて表現されるが、それは式[6.148]を見れば以下の２式である。

$$M_{x_X} = kI_{x_X}\theta_{x_X} \quad [6.152]$$

$$M_{y_X} = kI_{y_X}\theta_{y_X} \quad [6.153]$$

この応力を用いてパネル枠に作用する応力を表わせば、応力作用位置間の距離で除したM_{x_X}/h_w及びM_{y_X}/l_Xとなる。パネルをせん断変形させるせん断力を求めるにあたって、パネル枠に嵌ったパネルを切り出して考える。パ

ネルに作用するせん断力に関して、x 方向、y 方向のせん断力 ${}_pQ_{x_X}$ 、 ${}_pQ_{y_X}$ の間にはモーメントのつり合い条件より以下の関係式を得る。

$$0 = {}_pQ_{x_X} \cdot h_w - {}_pQ_{y_X} \cdot l_X \qquad [6.154]$$

パネル枠には、モーメントに対して釣合う応力に加えて、このパネルに作用するせん断力の反力が作用する。仮想仕事の原理より、各方向について以下の２式を得る。

$$0 = M_X - \left(\frac{M_{x_X}}{h_w} + {}_pQ_{x_X} \right) \cdot h_w \qquad [6.155]$$

$$0 = \left(-\frac{M_{y_X}}{h_w} + {}_pQ_{y_X} \right) \cdot l_X \qquad [6.156]$$

式[6.156] を見れば、パネルに作用する y方向のせん断力は、全体のモーメントのうちの y方向応力によるものを接合部長さで割ったものと等価であることが分かる。言い換えれば、y 方向応力によるモーメント伝達によって生じるせん断力がパネルをせん断変形させている。

式 [6.152] ~式 [6.156] を用いて、パネルに作用するせん断力を求める以下の２式となる。

$${}_pQ_{x_X} = \frac{kI_{y_X}}{h_w} \theta_{y_X} \qquad [6.157]$$

$${}_pQ_{y_X} = \frac{kI_{y_X}}{l_X} \theta_{y_X} \qquad [6.158]$$

集成材幅を b とすれば、せん断変形角 γ_X は下式で表現される。

$$\gamma_X = \frac{kI_{y_X}}{\kappa G_w b h_w l_X} \theta_{y_X} \qquad [6.159]$$

ここで、 κ は矩形断面のせん断変形補正係数である。集成材の断面積 $A_w = bh_w$ を用いて表せば、下式を得る。

$$\gamma_X = \frac{kI_{y_X}}{\kappa G_w A_w l_X} \theta_{y_X} \qquad [6.160]$$

式 [6.151]に代入して、整理すると以下のように表わされる。

$$\theta_{x_X} = \left(1 + \frac{kI_{y_X}}{\kappa G_w A_w l_X} \right) \theta_{y_X} \qquad [6.161]$$

上式において、$kI_{y_X} / \kappa G_w A_w l_X$ は集成材のせん断変形による y方向回転角に対する x方向回転角の増加率である。

$$c_X = \frac{kI_{y_X}}{\kappa G_w A_w l_X} \qquad [6.162]$$

上式のように定義して、式 [6.148]を y方向回転角について纏めると以下のように表現される。

$$M_X = \left\{ \left(1 + c_X \right) kI_{x_X} + kI_{y_X} \right\} \theta_{y_X} \qquad [6.163]$$

すなわち、y方向回転角に関する回転剛性は下式で表現される。

$$K_{y_X} = kI_{p_X} + c_X \cdot kI_{x_X} \qquad [6.164]$$

ここで、

$I_{p_X} = I_{x_X} + I_{y_X}$ ：X材(X=T, D, S)のビス配列極２次モーメント　　[6.165]

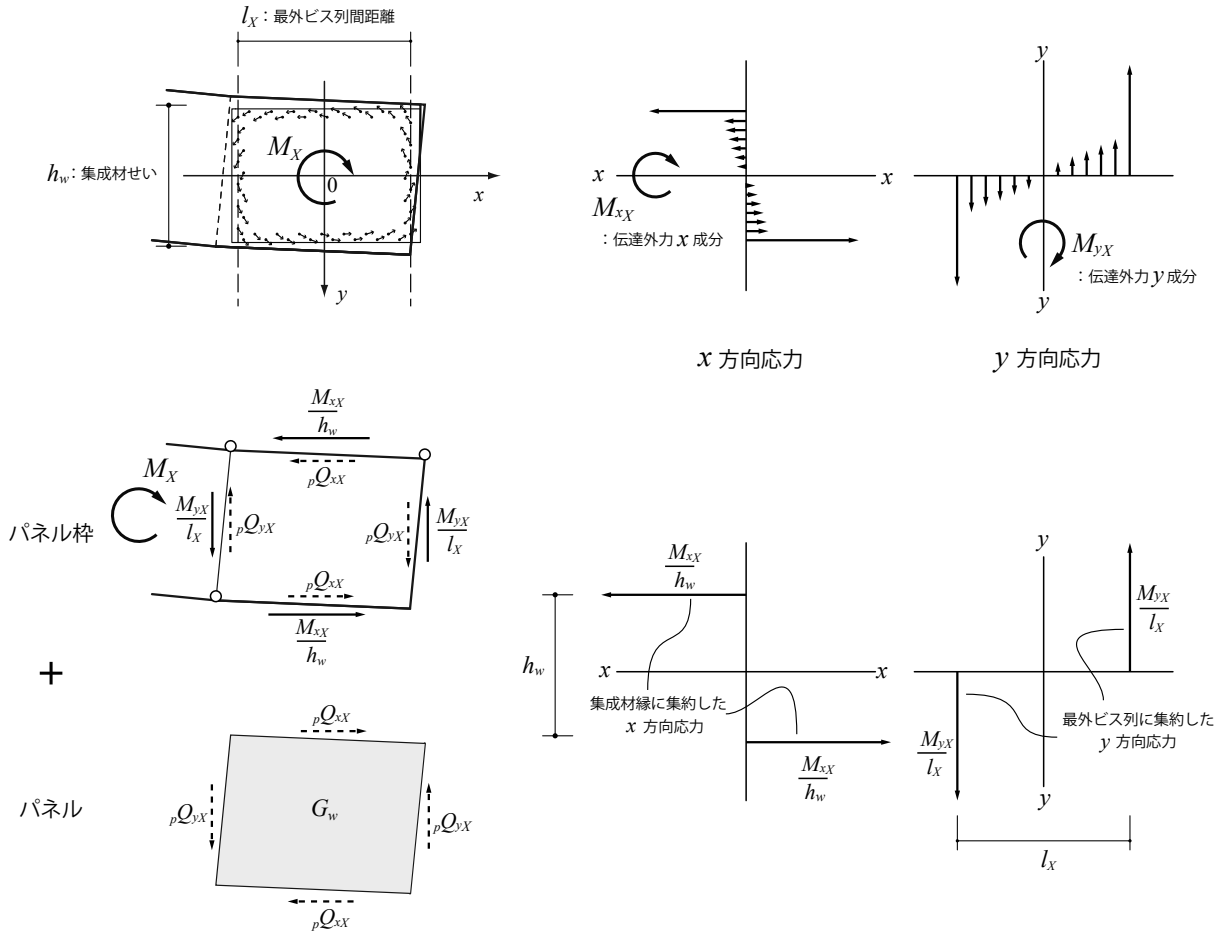


Fig. 6.9.　集成材せん断変形考慮力学モデル

以上求めた回転剛性を持つ各部材が組み合わさって DS 材及び T2S 材となって接合部を構成するとき、2 材に生じる回転角の大きさによって負担モーメントの割合が決まる。そもそも、柱梁部材における２材が、例えば接着されて完全一体として挙動するような場合には、接合部において２材は同じ回転角を生じ、且つ、２部材は各々のビス接合の剛心まわりに回転するのではなく、２枚のビス接合を併せた一つの剛心まわりに回転することとなる。一方、本工法のように、柱梁部材における２材がビス接合を用いて併せてあるような弱い一体度の場合には、柱梁部材区間における僅かなせん断力の伝達によって接合部における各々の剛心は互いに近づくもののほとんど誤差に等しい程であると考えられ、各々のビス接合剛心位置付近まわりに回転することとなる。こういった場合、厳密には、各部材に生じる回転角は柱梁部材の長さや曲げ剛性・接合剛性等に影響を受けるため、モーメント負担割合は接合部仕様だけでは決定しない。しかし、実用上の仕様範囲に限れば、ある程度の範囲に限定される。接合部強度実験において、S 材の回転角は D 材あるいは T 材に対して、倍もしくはそれ以上の大きさとなっていた。本指針では、こういった事実を踏まえ、簡易的に回転角の大きさを限定するため、「接合部境界位置における鉛直方向変位が一致する」という変形の適合条件を仮定することとする。

DS 材の場合、その条件は下式で表現される。

$$\lambda_S \cdot \theta_{y_S} = \lambda_D \cdot \theta_{y_D} \qquad [6.166]$$

ここで、λ_X は X 材(X= D, S)の剛心から接合部境界までの距離を表わす（Fig. 6.3　照)。この関係を持って、２材は回転している。このとき、各々の負担モーメント M_D、M_S を用いて表わせば下式を得る。

$$\lambda_S \cdot \frac{M_S}{K_{y_S}} = \lambda_D \cdot \frac{M_D}{K_{y_D}}$$

$$\Leftrightarrow M_S = \frac{\lambda_D}{\lambda_S} \cdot \frac{K_{y_S}}{K_{y_D}} \cdot M_D \qquad [6.167]$$

上式において、$\lambda_D / \lambda_S \cdot K_{y_S} / K_{y_D}$ は D 材に対する S 材のモーメント負担率を示している。

$$u_{DS} = \frac{\lambda_D}{\lambda_S} \cdot \frac{K_{y_S}}{K_{y_D}} \qquad [6.168]$$

上式のように定義すれば、DS 材の負担モーメント M_{DS} は D 材の負担モーメント M_D を用いて下式で表現できる。

$$M_{DS} = M_D + M_S$$

$$\Leftrightarrow M_{DS} = \left(1 + u_{DS}\right) M_D \qquad [6.169]$$

つまり、DS 材における y 方向回転角に関する接合部の回転剛性 $K_{y_{DS}}$ を D 材の回転剛性 K_{y_D} を用いて下式のように表現することができる。

$$K_{y_{DS}} = \left(1 + u_{DS}\right) K_{y_D} \qquad [6.170]$$

同様にすれば、T2S 材における y 方向回転角に関する接合部の回転剛性 $K_{y_{T2S}}$ を D 材の回転剛性 K_{y_T} を用いて下式のように表現することができる。

$$K_{y_{T2S}} = \left(1 + u_{T2S}\right) K_{y_T} \qquad [6.171]$$

ここで、

$$u_{T2S} = 2 \cdot \frac{\lambda_T}{\lambda_S} \cdot \frac{K_{y_S}}{K_{y_T}} \qquad [6.172]$$

上式は、T 材に対する S 材のモーメント負担率であるが、S 材２枚分として算出している。

ここで示す解法における力学モデルにおいて、x 方向、y 方向の回転角は集成材のせん断変形を伴うため異なる。任意形解析ソフトを用いて変形解析を行う場合、架構における柱梁部材をモデル化した線材に対して連結する、接合部をモデル化した回転ばねについて、その回転角は断面の回転角に関するものとするべきである。そのため、y 方向回転角に関する回転剛性として示した式[6.171] および式 [6.172] を、x 方向回転角に関する回転剛性にするために $1 + c_X$　(X=T,D)で除したものが接合部の回転剛性となり下式で表現される。

$$K_{x_{DS}} = \left(1 + c_D\right)^{-1} K_{y_{DS}} \qquad [6.173]$$

$$K_{x_{T2S}} = \left(1 + c_T\right)^{-1} K_{y_{T2S}} \qquad [6.174]$$

(4)降伏曲げモーメントの計算

柱梁接合部の降伏曲げモーメントは、柱側、梁側それぞれについて算出した降伏曲げモーメントのうち小さい方を降伏曲げモーメントとする。降伏のクライテリアは、1)集成材-鋼板間ビス接合部、2)高力ボルト接合部、3)鋼板添板、4)集成材のパネルシアーとする。この中のいずれかが最初に降伏した時点の曲げモーメントを降伏曲げモーメントとする。

1)集成材-鋼板間ビス接合部

集成材-鋼板間ビス接合部の降伏は、いずれかの接合具が最初に降伏耐力に到達した時点とする。要するに、２部材それぞれについて回転中心から最遠方の接合具が降伏した時点の回転角を算出し、小さい方に達した時点ということとなる。例えば、DS 材に関して、モーメント負担時の応力状態において、D 材および S 材における i 番接合具位置の変位 δ_{D^i}、δ_{S^i} は下式を用いて算出できる。このとき、x 方向回転角を用いて表現する。

$$\delta_{D^i}=\sqrt{\left(1+c_D\right)^{-2}\left(x_{D^i}-\overline{x_{D^i}}\right)^2+\left(y_{D^i}-\overline{y_{D^i}}\right)^2}\,\theta_{x_D} \tag{6.175}$$

$$\delta_{S^i}=\sqrt{\left(1+c_S\right)^{-2}\left(x_{S^i}-\overline{x_{S^i}}\right)^2+\left(y_{S^i}-\overline{y_{S^i}}\right)^2}\,\theta_{x_S} \tag{6.176}$$

i 番接合具位置の変位は、集成材がせん断変形を生じない場合、各方向の回転角が同一であるため単純に回転中心からその位置座標まで距離に比例するが、集成材のせん断変形を考慮した場合、各方向の回転角が異なるため、見かけ上の回転中心からの距離が前者と異なるため位置座標までの距離に比例しない。せん断変形を考慮したその距離は、前２式においてそれぞれ下式で表現される。

$$r'_{D^i}=\sqrt{\left(1+c_D\right)^{-2}\left(x_{D^i}-\overline{x_{D^i}}\right)^2+\left(y_{D^i}-\overline{y_{D^i}}\right)^2} \tag{6.177}$$

$$r'_{S^i}=\sqrt{\left(1+c_S\right)^{-2}\left(x_{S^i}-\overline{x_{S^i}}\right)^2+\left(y_{S^i}-\overline{y_{S^i}}\right)^2} \tag{6.178}$$

この距離が最も大きい接合具位置において最も早く降伏するから、各部材の降伏回転角はそれぞれ下式で表現できる。

$$\theta_{D^y}=\frac{\delta_y}{\max\left[r'_{D^i}\right]} \tag{6.179}$$

$$\theta_{S^y}=\frac{\delta_y}{\max\left[r'_{S^i}\right]} \tag{6.180}$$

このうちどちらの回転角が小さいかを判断するため、S 材の回転角を D 材の回転角に変換する。y 方向回転角について、D、S 材は式 [6.166] の関係がある。x 方向回転角に表わし直せば下式を得る。

$$\lambda_S\cdot\frac{1}{1+c_S}\theta_{x_S}=\lambda_D\cdot\frac{1}{1+c_D}\theta_{x_D}$$

$$\Leftrightarrow\theta_{x_S}=\frac{\lambda_D}{\lambda_S}\cdot\frac{1+c_S}{1+c_D}\theta_{x_D} \tag{6.181}$$

上式において、$\lambda_D/\lambda_S\cdot(1+c_S)/(1+c_D)$ は D 材に対する S 材の x 方向回転角の比である。

$$\rho_{DS}=\frac{\lambda_D}{\lambda_S}\cdot\frac{1+c_S}{1+c_D} \quad [6.182]$$

上式のように定義し、式[6.180] における S 材の降伏回転角 θ_{Sy} を D 材における回転角 $\theta_D(\theta_{Sy})$ に変換すると下式で表現できる。

$$\theta_D(\theta_{Sy})=\frac{1}{\rho_{DS}}\cdot\frac{\delta_y}{\max\left[r'_{Si}\right]} \quad [6.183]$$

以上より、DS 材の接合部の降伏回転角は下式で表現される。

$$\theta_{y_screw}=\min\left[\frac{\delta_y}{\max\left[r'_{Di}\right]},\frac{1}{\rho_{DS}}\cdot\frac{\delta_y}{\max\left[r'_{Si}\right]}\right] \quad [6.184]$$

この時点におけるモーメントすなわち集成材-鋼板間ビス接合部の降伏曲げモーメントは下式で表現できる。

$$M_{y_screw}=\min\left[M_{Dy_screw},M_{Sy_screw}\right] \quad [6.185]$$

ここで、

$$M_{Dy_screw}=K_{x_{DS}}\cdot\frac{\delta_y}{\max\left[r'_{Di}\right]} \quad [6.186]$$

$$M_{Sy_screw}=K_{x_{DS}}\cdot\frac{1}{\rho_{DS}}\cdot\frac{\delta_y}{\max\left[r'_{Si}\right]} \quad [6.187]$$

T2S 材についても算出方法は同様であるため割愛する。

2)高力ボルト接合部

高力ボルト接合部の降伏曲げモーメントは、鋼構造接合部設計規準に準じて算出するため、ここでは割愛する。

3)鋼板添板

鋼板添板の降伏は、曲げモーメント分布の極大値をとる合せ区間とパネルゾーンの境界位置の断面において、縁応力度が降伏耐力に達した時点とする。本文に具体的な算出方法を記載したため、ここでは割愛する。

4)集成材のパネルシアー

集成材のパネルシアーは、伝達モーメントが大きい程大きくなり、モーメントを伝達する接合部の長さが短い程大きくなると言える。いま、本接合部において、負担モーメントについてはパネルゾーンを有する D もしくは T 材の方が大きいが、接合部の長さは S 材の方が短く、必ずしもいずれか一方の材に大きなパネルシアーが作用するとは一概に言うことはできない。そのため、各材についてパネルシアー耐力を算出し、小さい方を降伏曲げモーメントとする。

式[6.156] でも見たように、接合部において負担する曲げモーメントのうち y 方向応力によるモーメント伝達によって集成材はせん断変形を起こす。例えば、DS 材に関し、D、S 材それぞれにおいて、y 方向応力によるモーメントは式[6.153] によって y 方向回転角を用いて表現される。また、各材における全負担モーメントは式[6.163] によって y 方向回転角を用いて表現される。2 式より、y 方向応力によるモーメント全負担モーメントによって表わせば下式

で表現される。

$$M_{y_D} = \frac{kI_{y_D}}{K_{y_D}} \cdot M_D \qquad [6.188]$$

$$M_{y_S} = \frac{kI_{y_S}}{K_{y_S}} \cdot M_S \qquad [6.189]$$

いま、$w_D = kI_{y_D} / K_{y_D}$ 、 $w_S = kI_{y_S} / K_{y_S}$ と定義すれば、y方向のせん断力 ${}_pQ_{y_D}$ 、 ${}_pQ_{y_S}$ は下式のように表現される。

$${}_pQ_{y_D} = \frac{M_{y_D}}{l_D} = \frac{w_D M_D}{l_D} \qquad [6.190]$$

$${}_pQ_{y_S} = \frac{M_{y_S}}{l_S} = \frac{w_S M}{l_S} \qquad [6.191]$$

各材断面に生じる最大せん断応力度は下式で表現される。

$$\tau_D = \frac{1.5 w_D}{A_{wns_D} l_D} M_D \qquad [6.192]$$

$$\tau_S = \frac{1.5 w_S}{A_{wns_S} l_S} M_S \qquad [6.193]$$

式|[6.169]によって、接合部の負担モーメントを用いて表わせば下式で表現される。

$$\tau_D = \frac{1.5 w_D}{A_{wns_D} l_D} \cdot \frac{1}{1+u_{DS}} M_{DS} \qquad [6.194]$$

$$\tau_S = \frac{1.5 w_S}{A_{wns_S} l_S} \cdot \frac{u_{DS}}{1+u_{DS}} M_{DS} \qquad [6.195]$$

このとき、算出に用いる断面積は座彫り孔の欠損を考慮した正味断面積 A_{wns_X} (X=D,S)とする。降伏は各材断面に生じる最大せん断応力度が短期許容せん断耐力に達した時点として、以下の条件式を得る。

$$\tau_X = f_{swy} \qquad [6.196]$$

この条件を用いれば、各材のパネルシアー耐力は下式で表現される。

$$M_{Dy_glulam(s)} = \left(1+u_{DS}\right) \cdot \frac{1}{w_D} \cdot \frac{f_{wsy} A_{wns_D} l_D}{1.5} \qquad [6.197]$$

$$M_{Sy_glulam(s)} = \left(1+u_{DS}^{-1}\right) \cdot \frac{1}{w_S} \cdot \frac{f_{wsy} A_{wns_S} l_S}{1.5} \qquad [6.198]$$

上２式の中小さい方が集成材のパネルシアーに関する降伏曲げモーメントであるから下式で表現される。

$$M_{y_glulam(s)} = \min\left[M_{Dy_glulam(s)}, M_{Sy_glulam(s)}\right] \qquad [6.199]$$

T2S についても算出方法は同様であるため割愛する。

尚、パネルシアーの算出に用いる断面積すなわちパネルシアー用断面積 A_{wns_X} は、パネルシアー耐力が体積に比例することから、座彫り孔の欠損を考慮して算出しなければならない。座彫り孔は、合せ区間とパネルゾーンにおいて負担モーメントが異なるため、当然高力ボルトの必要本数も異なり、設けられる個数も異なる。合せ区間は S 材の負担するモーメントのみであるのに対して、パネルゾーンは接合部の全負担モーメントであるため、高力ボル

トの必要本数はパネルゾーンの方が多くなり、座彫り孔の個数も多くなる。このことを踏まえて、本指針では、F‿Fig. 6.10において斜線で示すようなパネルシアー検定用区間を T、D、S 各材について定義して、各区間において座彫り孔の欠損率を一様化した見かけの断面積として正味断面積を算出することとする。すなわち下式で表現される。

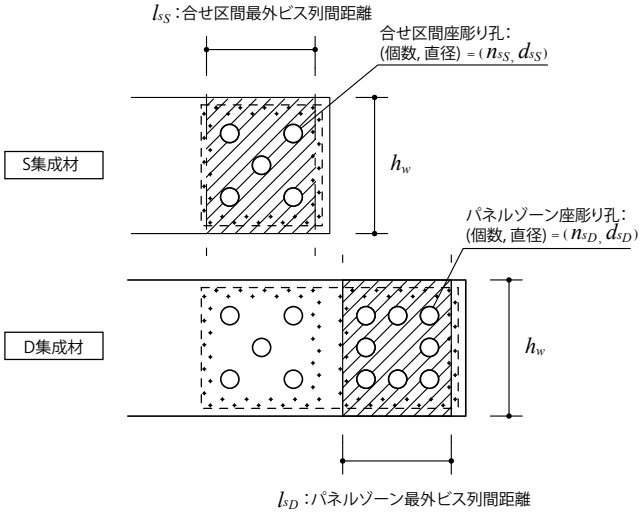
$$A_{wns_X} = b \cdot \left\{ h_w - \frac{n_{s_X} \left(d_{s_X} / 2 \right)^2 \pi}{l_{s_X}} \right\} \qquad [6.200]$$

ここで、

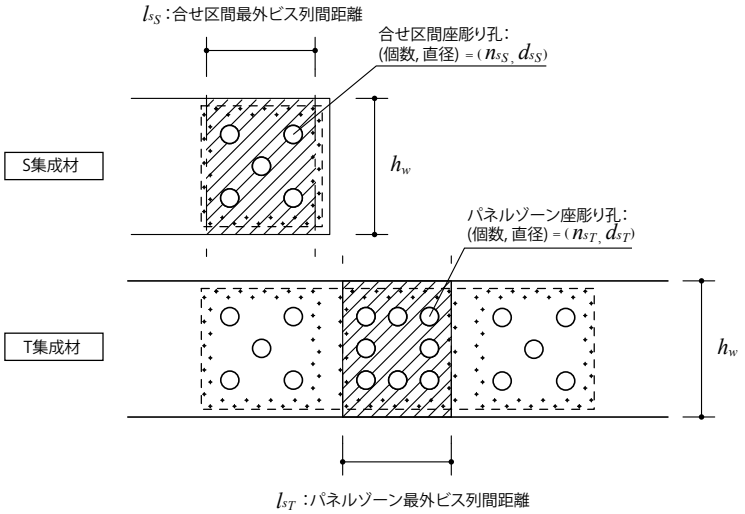
n_{s_X} ：$X(X=T, D, S)$のパネルシアー検定区間における座彫り孔の個数

d_{s_X} ：$X(X=T, D, S)$のパネルシアー検定区間における座彫り孔の径 [mm]

l_{s_X} ：$X(X=T, D, S)$のパネルシアー検定区間における最外ビス列間距離 [mm]



[DS]



[T2S]

Fig. 6.10. 各材のパネルシアー検定用区間の定義

(5)最大曲げモーメントの計算

最大耐力のクライテリアは、1)集成材-鋼板間ビス接合部のせん断、2)高力ボルト接合部のせん断、3)鋼板の曲げ、4)集成材の曲げとしている。

1)集成材-鋼板間ビス接合部

集成材-鋼板間ビス接合部の最大曲げモーメントは、いずれかの接合具が終局変位に達した時点の曲げモーメントとする。X(X=T,D,S)における集成材-鋼板間ビス接合のi番接合具の応力はどの時点においても式[6.141]、式[6.142]、式[6.143]を用いて表わすことができる。厳密にいえば、ある時点におけるモーメント回転角関係は、これらの応力を用いて以下の 4 つの力と変形のつり合い条件(上から順に、x方向応力のつり合い条件、y方向応力のつり合い条件、各方向回転角の幾何学的変形のつり合い条件、せん断変形の定義)より、4 つの未知数すなわち回転中心座標 X_X , Y_X 、各方向の回転角 θ_{x_X} , θ_{y_X} を収束計算によって決定し算出しなければならない。

・つり合い条件

$$0=\sum_{i=1}^{n_X}\frac{\left(y_{X^i}-Y_X\right)\theta_{x_X}}{\sqrt{\left(y_{X^i}-Y_X\right)^2\theta_{x_X}{}^2+\left(x_{X^i}-X_X\right)^2\theta_{y_X}{}^2}}\left|p_{X^i}\right| \qquad [6.201]$$

$$0=\sum_{i=1}^{n_X}-\frac{\left(x_{X^i}-X_X\right)\theta_{y_X}}{\sqrt{\left(y_{X^i}-Y_X\right)^2\theta_{x_X}{}^2+\left(x_{X^i}-X_X\right)^2\theta_{y_X}{}^2}}\left|p_{X^i}\right| \qquad [6.202]$$

$$\theta_{x_X}=\theta_{y_X}+\gamma_X \qquad [6.203]$$

$$\gamma_X=\frac{\displaystyle\sum_{i=1}^{n_X}\frac{\left(x_{X^i}-X_X\right)^2\theta_{y_X}}{\sqrt{\left(y_{X^i}-Y_X\right)^2\theta_{x_X}{}^2+\left(x_{X^i}-X_X\right)^2\theta_{y_X}{}^2}}\left|p_{X^i}\right|}{\kappa G_w A_w l} \qquad [6.204]$$

しかし、実用上接合部の設計の度に収束計算を行ってモーメント回転角関係を算出するのは、高度な解析を要求する上非常に煩雑である。定性的には、回転中心座標はよほど偏ったビス配置でない限り集成材-鋼板間ビス接合剛心位置付近にとどまること、せん断変形は降伏以後、徐々に影響が小さくなり各方向の回転角は近づいた値となること、が傾向として挙げられる。本指針では、回転中心および各方向回転角の比率に関して弾性時のものを代用して、簡易的にモーメント回転角関係を増分解析する方法をとって、降伏後の非線形領域における接合部挙動を推定することとする。このとき、式[6.141]～式[6.143]は以下のように書き換えられる。

$$p_{X^i}=\begin{pmatrix}\dfrac{\left(y_{X^i}-\overline{y_{X^i}}\right)}{r'_{X^i}}\left|p_{X^i}\right| \\ -\dfrac{\left(1+c_X\right)^{-1}\left(x_{X^i}-\overline{x_{X^i}}\right)}{r'_{X^i}}\left|p_{X^i}\right|\end{pmatrix} \qquad [6.205]$$

ここで、

$$\left|p_{X^i}\right|=\begin{cases}0\leqq r'_{X^i}\cdot\theta_{x_X}<r'_{X^i}\cdot\theta_{X^{yi}} & k\cdot r'_{X^i}\cdot\theta_{x_X} \\ r'_{X^i}\cdot\theta_{X^{yi}}\leqq r'_{X^i}\cdot\theta_{x_X}<r'_{X^i}\cdot\theta_{X^{vi}} & k\cdot r'_{X^i}\cdot\theta_{X^{yi}}+k_2\cdot r'_{X^i}\cdot\left(\theta_{x_X}-\theta_{X^{yi}}\right) \\ r'_{X^i}\cdot\theta_{X^{vi}}\leqq r'_{X^i}\cdot\theta_{x_X}<r'_{X^i}\cdot\theta_{X^{ui}} & k\cdot r'_{X^i}\cdot\theta_{X^{yi}}+k_2\cdot r'_{X^i}\cdot\left(\theta_{X^{vi}}-\theta_{X^{yi}}\right) \\ r'_{X^i}\cdot\theta_{X^{ui}}\leqq r'_{X^i}\cdot\theta_{x_X} & 0\end{cases} \qquad [6.206]$$

$\delta_{X^i} = r'_{X^i} \cdot \theta_{x_X}$ ：i番接合位置における集成材-鋼板間のすべり変位 [6.207]

$$r'_{X^i} = \sqrt{(1+c_X)^{-2}\left(x_{X^i} - \overline{x_{X^i}}\right)^2 + \left(y_{X^i} - \overline{y_{X^i}}\right)^2} \quad [6.208]$$

$$\theta_{X^{yi}} = \frac{\delta_y}{r'_{X^i}} \quad [6.209]$$

$$\theta_{X^{vi}} = \frac{\delta_v}{r'_{X^i}} \quad [6.210]$$

$$\theta_{X^{ui}} = \frac{\delta_u}{r'_{X^i}} \quad [6.211]$$

集成材-鋼板間ビス接合におけるi番ビス接合の回転中心まわりのモーメントm_{X^i}は次式で算出される。

$$m_{X^i} = -\begin{pmatrix} x_{X^i} - \overline{x_{X^i}} \\ y_{X^i} - \overline{y_{X^i}} \end{pmatrix} \times \begin{pmatrix} \dfrac{\left(y_{X^i} - \overline{y_{X^i}}\right)}{r'_{X^i}} \left|p_{X^i}\right| \\ -\dfrac{(1+c_X)^{-1}\left(x_{X^i} - \overline{x_{X^i}}\right)}{r'_{X^i}} \left|p_{X^i}\right| \end{pmatrix} = \left\{(1+c_X)^{-1}\left(x_{X^i} - \overline{x_{X^i}}\right)^2 + \left(y_{X^i} - \overline{y_{X^i}}\right)^2\right\} \frac{\left|p_{X^i}\right|}{r'_{X^i}} \quad [6.212]$$

いま、

$$r_{X^i} = \sqrt{(1+c_X)^{-1}\left(x_{X^i} - \overline{x_{X^i}}\right)^2 + \left(y_{X^i} - \overline{y_{X^i}}\right)^2} \quad [6.213]$$

と定義し、式[6.212]に代入すればi番ビス接合の回転中心まわりのモーメントは以下のように整理される。

$$m_{X^i} = \begin{cases} 0 \leqq \theta_{x_X} < \theta_{X^{yi}} & k \cdot {r_{X^i}}^2 \cdot \theta_{x_X} \\ \theta_{X^{yi}} \leqq \theta_{x_X} < \theta_{X^{vi}} & k \cdot {r_{X^i}}^2 \cdot \theta_{X^{yi}} + k_2 \cdot {r_{X^i}}^2 \cdot \left(\theta_{x_X} - \theta_{X^{yi}}\right) \\ \theta_{X^{vi}} \leqq \theta_{x_X} < \theta_{X^{ui}} & k \cdot {r_{X^i}}^2 \cdot \theta_{X^{yi}} + k_2 \cdot {r_{X^i}}^2 \cdot \left(\theta_{X^{vi}} - \theta_{X^{yi}}\right) \\ \theta_{X^{ui}} \leqq \theta_{x_X} & 0 \end{cases} \quad [6.214]$$

以上より、X(X=T,D,S)における集成材-鋼板間ビス接合の負担モーメントM_{X_screw}は下式で表現できる。

$$M_{X_screw} = \sum_{i=1}^{n_X} m_{X^i} \quad [6.215]$$

最大耐力は回転中心から最遠方ビスが終局変位に達した時点として、以下の条件式を得る。

$$\theta_{x_X} = \theta_{X^{\max_screw}} \quad [6.216]$$

ここで、

$$\theta_{X^{\max_screw}} = \frac{\delta_u}{\max\left[r'_{X^i}\right]} \quad [6.217]$$

既述したように、２部材は各々の剛心を回転中心としてそれぞれ異なる回転角を生じてモーメントに抵抗しているわけだが、厳密に言えば、弾性時と同様に、柱梁部材の長さや曲げ剛性・接合剛性等に影響を受けるため、接合部仕様のみでは、２部材の回転角の関係を決定することはできず、接合部のモーメント回転角関係を得ることができない。しかし、弾性時に仮定した「接合部境界位置における鉛直方向変位が一致する」という変形の適合条件は塑性以後も大きく変動することなく、接合部は挙動するものと考えられる。よって、降伏以降２部材の回転角の関

係に関して、弾性時の関係を代用して、モーメント回転角関係を推定することとする。

例えば、DS 材に関して、D、S 材の回転角について常に式[6.181]の関係が成り立つとするならば、S 材の i 番ビス接合の負担モーメント m_{Si} は D 材の回転角 θ_{x_D} を用いて表わすと以下のように纏めることができる。

$$m_{Si}=\begin{cases} 0\leqq \rho_{DS}\theta_{x_D} < \theta_{Syi} & k\cdot {r_{Si}}^2\cdot\rho_{DS}\theta_{x_D} \\ \theta_{Syi}\leqq \rho_{DS}\theta_{x_D} < \theta_{Svi} & k\cdot {r_{Si}}^2\cdot\theta_{Syi}+k_2\cdot {r_{Si}}^2\cdot\left(\rho_{DS}\theta_{x_D}-\theta_{Syi}\right) \\ \theta_{Svi}\leqq \rho_{DS}\theta_{x_D} < \theta_{Sui} & k\cdot {r_{Si}}^2\cdot\theta_{Syi}+k_2\cdot {r_{Si}}^2\cdot\left(\theta_{Svi}-\theta_{Syi}\right) \\ \theta_{Sui}\leqq \rho_{DS}\theta_{x_D} & 0 \end{cases} \quad [6.218]$$

ここで、

$$r_{Si}=\sqrt{\left(1+c_S\right)^{-1}\left(x_{Si}-\overline{x_{Si}}\right)^2+\left(y_{Si}-\overline{y_{Si}}\right)^2} \quad [6.219]$$

$$\theta_{Syi}=\frac{\delta_y}{r'_{Si}} \quad [6.220]$$

$$\theta_{Svi}=\frac{\delta_v}{r'_{Si}} \quad [6.221]$$

$$\theta_{Sui}=\frac{\delta_u}{r'_{Si}} \quad [6.222]$$

$$r'_{Si}=\sqrt{\left(1+c_S\right)^{-2}\left(x_{Si}-\overline{x_{Si}}\right)^2+\left(y_{Si}-\overline{y_{Si}}\right)^2} \quad [6.223]$$

$$\rho_{DS}\left(=\theta_{x_S}\Big/\theta_{x_D}\right)=\frac{\lambda_D}{\lambda_S}\cdot\frac{1+c_S}{1+c_D} \quad [6.224]$$

Fig. 6. 11 に示すように、S 材のモーメント回転角関係における回転角 θ_{x_S} を $1/\rho_{DS}$ 倍して D 材の回転角 θ_{x_D} に変換し、D、S 材についての回転角 θ_{x_D} に関するモーメント回転角関係を加算することで DS 材のモーメント回転角関係が算出される。

$$M_{DS}=\sum_{i=1}^{n_D}m_{Di}+\sum_{i=1}^{n_S}m_{Si} \quad [6.225]$$

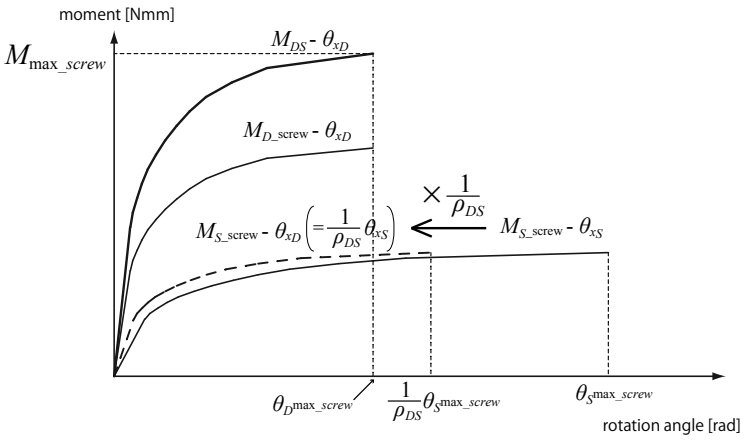


Fig. 6. 11　DS のモーメント回転角関係の算出方法

接合部の最大耐力は、D あるいは S 材が終局変位に達したときである。すなわち、２材における終局変位に達した時点の回転角を比べて、小さい方が接合部の終局回転角ということになる。それは、下式で表現される。

$$\theta_{\max_screw}=\left[\frac{\delta_u}{\max\left[r'^{i}_{D}\right]},\frac{1}{\rho_{DS}}\cdot\frac{\delta_u}{\max\left[r'^{i}_{S}\right]}\right] \qquad [6.226]$$

以上より、DS 材における接合部の最大曲げモーメントは下式で表現される。

$$M_{\max_screw}=M_{DS}(\theta_{\max_screw}) \qquad [6.227]$$

T2S についても算出方法は同様であるため割愛する。

尚、ビス接合部の復元力特性は、Fig. 6. 25 に示すように集成材-鋼板間ビス接合の増分によって得られた $M_{DS}-\theta_{x_D}$ 関係あるいは $M_{T2S}-\theta_{x_T}$ 関係に対して、以上に求めた最大耐力に達した時点を終局回転角とするマルチリニア型と定義する。

2)高力ボルト接合部

高力ボルト接合部の最大曲げモーメントは、鋼構造接合部設計規準に準じて算出するため、ここでは割愛する。

尚、Fig. 6. 12 に示すように接合部の復元力特性は、すべり耐力までは剛性無限大、すべり耐力以降は有限の剛性(算出方法は第６章考察参照)を持ち、最大耐力に達した時点を終局回転角とするバイリニア型と定義する。

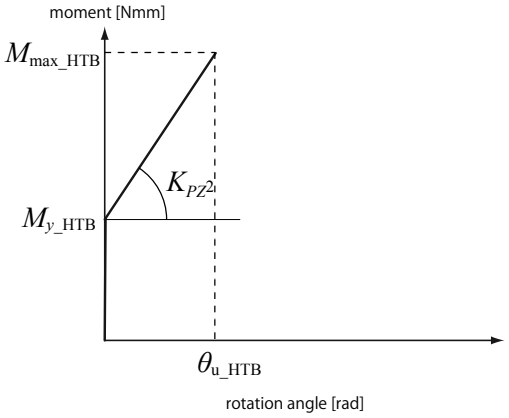


Fig. 6. 12　高力ボルト接合部の復元力特性

(6)終局曲げモーメント M_u 及び塑性率 μ の計算方法

基準となる接合部の復元力特性は、柱および梁における集成材-鋼板間ビス接合部の復元力特性(Fig. 6. 25)及びパネルゾーンの高力ボルト接合部(Fig. 6. 12)各々について求めたモーメント回転角関係を用いて、モーメントを基準に回転角を加算することで算出する。

求めた復元力特性を完全弾塑性近似して、終局曲げモーメント M_u 、塑性率 μ を算出する。算出方法は本文と同様でありここでは割愛する。

(7)設計用許容耐力に対する低減係数 α の算出

基準曲げモーメントの誘導は、大地震時の安全性を確保することも考慮して、耐力壁の評価方法に準じ(変形角による評価は除く)、降伏曲げモーメント、最大曲げモーメントの 2/3、終局曲げモーメントと塑性率から計算される値の中の最小値を基準曲げモーメントとして算出する。

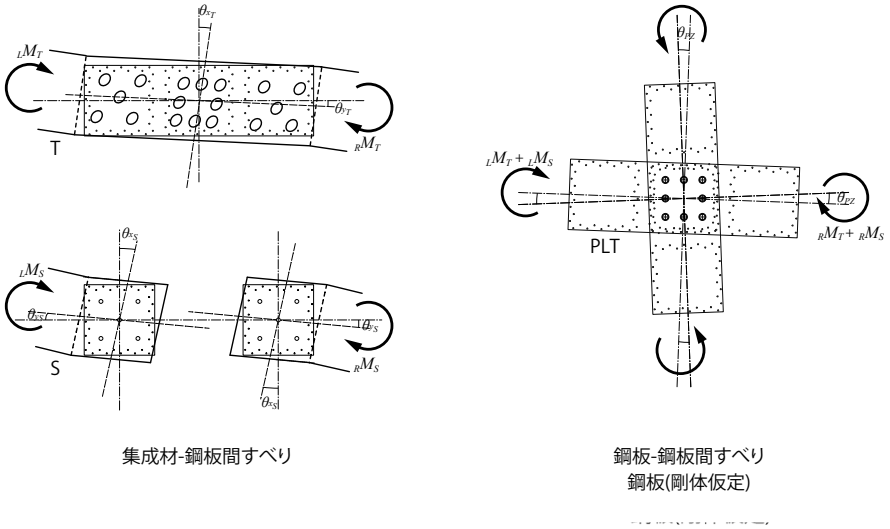
基準曲げモーメントは許容応力度設計において接合部の耐力を終局まで担保するための指標となる。具体的には、接合部の降伏曲げモーメントに対する基準曲げモーメントの比を、各クライテリアの短期許容耐力に乗じることで「(8)複合応力下での検討」における接合部の設計を行うこととする。

(8)複合応力下での検討

本接合部は長さが大きいため、耐力要素の各位置におけるモーメントの大きさの違いが無視できない。そのため、耐力のクライテリアを検討する場合に用いる設計応力を、ビス接合回転ばね入力位置における応力を用いて要素毎に算出することとする。

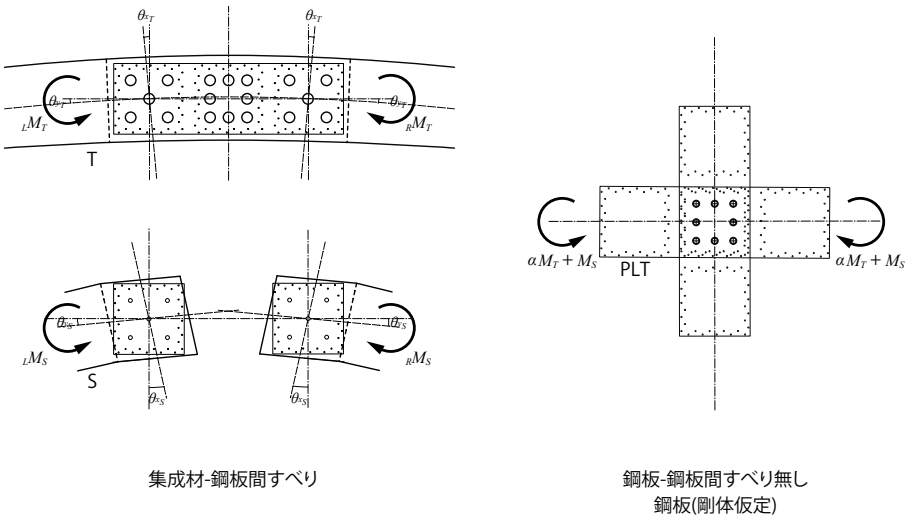
[T2S に関する逆対称曲げモーメントと対称曲げモーメントについて]

T2S の負担モーメントは、これまでみた逆対称曲げモーメントの他に対称曲げモーメントがある。Fig. 6. 13 に示すように、両者はその応力伝達機構が異なる。前者の場合、集成材は T、S ともに鋼板に対して回転することによってモーメントを伝達する。一方、後者の場合、S のモーメント伝達方法は前者と同様であるが、T は主に部材自体の曲げによってモーメントを伝達する。このとき、一般に部材剛性は接合剛性よりも大きくなるために T 材は応力負担割合が増し曲げに対してよりクリティカルになる。また、鋼板に伝達するモーメントは僅かとなり、その伝達によるせん断力に対して負担せん断力の方が大きくなるため、T 材のモーメント分布は接合部境界よりも内側に極大を持つものとなる。以上を踏まえた力学モデルによって応力・変形解析を行わなければならない。



集成材-鋼板間すべり　　鋼板-鋼板間すべり
鋼板(剛体仮定)

(a)逆対称曲げモーメント



集成材-鋼板間すべり　　鋼板-鋼板間すべり無し
鋼板(剛体仮定)

(b)対称曲げモーメント

Fig. 6. 13　T2S の曲げモーメントの伝達機構

①T 材の逆対称曲げモーメント負担時の力学モデル

そこで、本指針では、まず T 側の応力伝達に対して、Fig. 6. 14 に示すような力学モデルを構築することする。材軸平行方向の応力伝達を無視し材軸直交方向のみの応力伝達を仮定しており、ビス接合部によるせん断抵抗を接合部区間にわたって一様に分布する弾性床として、集成材がそれによって支持されたとするモデルであり、弾性床上の梁理論を用いて変形・応力解析を行うこととしている。ここで、ビス接合剛心を原点とし、応力状態は原点に対して対称分布を仮定しており、接合部境界位置においてモーメント M_{T_face} およびせん断力 Q_{T_face} を負担している。

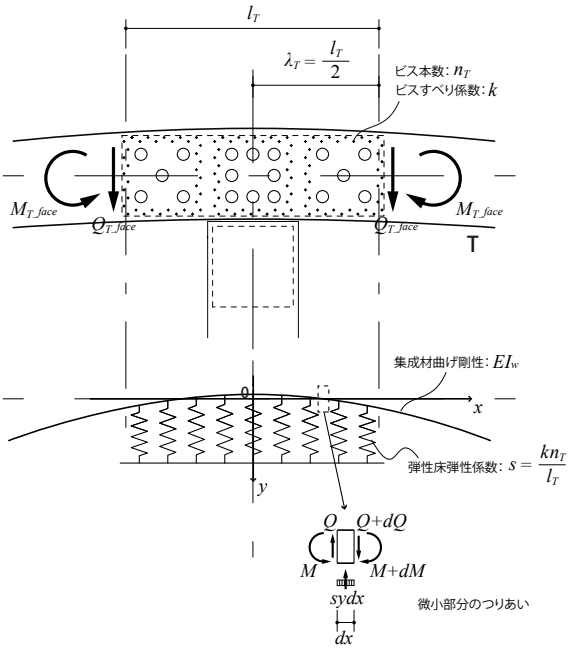


Fig. 6. 14　T の対称曲げモーメントの伝達機構

このとき、集成材の撓み曲線は以下の微分方程式の解により算出される。

$$EI_w \cdot \frac{d^4 y_T}{dx^4} + s \cdot y_T = 0 \qquad [6.228]$$

ここで、

$$s = \frac{kn_T}{l_T} \qquad [6.229]$$

ただし、Fig. 6. 14 に示す微小部分のつりあいにおける応力方向を定義すればモーメント及びせん断力は下式で表わされることに注意する。

$$M_T = EI_w \cdot \frac{d^2 y_T}{dx^2} \qquad [6.230]$$

$$Q_T = -EI_w \cdot \frac{d^3 y_T}{dx^3} \qquad [6.231]$$

s は弾性床の弾性係数であり、実際は位置によって本数密度によって異なるが計算簡単のため一様としている。変形・応力は、上記微分方程式について境界条件から解を導き厳密解を得ることはできるが、以下では簡易化を図るため近似解として 5 次の多項式を用いて推定する。

いま、近似解 $\tilde{y}_T$ を未定係数 a_i を用いた５次の多項式として以下のようにおく。

$$\tilde{y}_T = \sum_{i=0}^{5} a_i \cdot x^i \qquad [6.232]$$

ただし、上記多項式について式[6.228]を満たす厳密解に対する任意の位置における残差 $R(x)$ は次式となる。

$$EI_w \cdot \frac{d^4 \tilde{y}_T}{dx^4} + s \cdot \tilde{y}_T = R(x) \qquad [6.233]$$

以下では原点に対して応力状態が対称であるために $x \geq 0$ ついて近似解の導出を示す。

ここで、６ つの未定係数を決定するための、原点および接合部境界における４つの境界条件に加えて解を最適化するための区間 $[0, \lambda_T/2]$、$[\lambda_T/2, \lambda_T]$ について残差 $R(x)$ の積分を０とする２つの条件を以下に示す。

$$\begin{cases} \tilde{\theta}_T(0) = 0 \\ \tilde{Q}_T(0) = 0 \\ \tilde{M}_T(\lambda_T) = M_{T_face} \\ \tilde{Q}_T(\lambda_T) = Q_{T_face} \\ \int_0^{\lambda_T/2} R(x)dx = 0 \\ \int_{\lambda_T/2}^{\lambda_T} R(x)dx = 0 \end{cases} \qquad [6.234]$$

以上６つの条件より、未定係数は下式となる。

$$\begin{cases} a_5 = \begin{pmatrix} \lambda_T^2/630EI_w \\ \lambda_T^3/360EI_w \end{pmatrix}^t \begin{pmatrix} -24\beta/\lambda_T^5 \\ -6\beta/\lambda_T^5 \end{pmatrix}^t \begin{pmatrix} M_{T_face} \\ Q_{T_face} \end{pmatrix} & a_4 = \begin{pmatrix} \lambda_T^2/630EI_w \\ \lambda_T^3/360EI_w \end{pmatrix}^t \begin{pmatrix} 60\beta/\lambda_T^4 \\ 15(\beta-1)/\lambda_T^4 \end{pmatrix}^t \begin{pmatrix} M_{T_face} \\ Q_{T_face} \end{pmatrix} \\ a_3 = 0 & a_2 = \begin{pmatrix} \lambda_T^2/630EI_w \\ \lambda_T^3/360EI_w \end{pmatrix}^t \begin{pmatrix} -15(\beta-21)/\lambda_T^2 \\ -30(\beta-3)/\lambda_T^2 \end{pmatrix}^t \begin{pmatrix} M_{T_face} \\ Q_{T_face} \end{pmatrix} \\ a_1 = 0 & a_0 = \frac{Q_{T_face}}{s\lambda_T} + \begin{pmatrix} \lambda_T^2/630EI_w \\ \lambda_T^3/360EI_w \end{pmatrix}^t \begin{pmatrix} 32\beta-105 \\ 8\beta-27 \end{pmatrix}^t \begin{pmatrix} M_{T_face} \\ Q_{T_face} \end{pmatrix} \end{cases} \qquad [6.235]$$

ここで、

$$\beta = \frac{630}{181 + 5760 \cdot \dfrac{EI_w}{s\lambda_T^4}} \qquad [6.236]$$

以上より、近似解 $\tilde{y}_T$ は以下の式で算出される。

$$\tilde{y}_T(x) = \frac{Q_{T_face}}{s\lambda_T} + \left(f(x) \cdot M_{T_face} + g(x) \cdot Q_{T_face} \right) \qquad [6.237]$$

$$f(x) = \frac{\lambda_T^2}{630EI_w} \left\{ (32\beta - 105) - 15(8\beta - 21)\left(\frac{x}{\lambda_T}\right)^2 + 60\beta\left(\frac{x}{\lambda_T}\right)^4 - 24\beta\left(\frac{x}{\lambda_T}\right)^5 \right\} \qquad [6.238]$$

$$g(x) = \frac{\lambda_T^2}{360EI_w} \left\{ (8\beta - 27) - 30 \cdot (\beta - 3)\left(\frac{x}{\lambda_T}\right)^2 + 15(\beta - 1)\left(\frac{x}{\lambda_T}\right)^4 - 6\beta\left(\frac{x}{\lambda_T}\right)^5 \right\} \qquad [6.239]$$

更に、式[6.230]、式[6.231]を用いてモーメント、せん断力を表わせば下式を得る。

$$M_T(x) = EI_w \cdot \left(f^{(2)}(x) \cdot M_{T_face} + g^{(2)}(x) \cdot Q_{T_face} \right) \quad [6.240]$$

$$Q_T(x) = -EI_w \cdot \left(f^{(3)}(x) \cdot M_{T_face} + g^{(3)}(x) \cdot Q_{T_face} \right) \quad [6.241]$$

ここで、

$$\begin{pmatrix} f^{(2)}(x) \\ g^{(2)}(x) \end{pmatrix} = \frac{1}{EI_w} \cdot \begin{pmatrix} \left\{ \left(1 - \frac{8}{21}\beta \right) + \frac{24}{21}\beta \left(\frac{x}{\lambda_T} \right)^2 - \frac{16}{21}\beta \left(\frac{x}{\lambda_T} \right)^3 \right\} \\ \frac{\lambda_T}{2} \left\{ \left(1 - \frac{1}{3}\beta \right) - (1-\beta) \left(\frac{x}{\lambda_T} \right)^2 - \frac{2}{3}\beta \left(\frac{x}{\lambda_T} \right)^3 \right\} \end{pmatrix} \quad [6.242]$$

$$\begin{pmatrix} f^{(3)}(x) \\ g^{(3)}(x) \end{pmatrix} = \frac{1}{EI_w} \cdot \begin{pmatrix} \frac{16\beta}{7\lambda_T} \left\{ \left(\frac{x}{\lambda_T} \right) - \left(\frac{x}{\lambda_T} \right)^2 \right\} \\ \left\{ -(1-\beta) \left(\frac{x}{\lambda_T} \right) - \beta \left(\frac{x}{\lambda_T} \right)^2 \right\} \end{pmatrix} \quad [6.243]$$

以上では $x \geq 0$ における変位 $\tilde{y}_T$、モーメント M_T、せん断力 Q_T について示したが、分布は y 軸に対して対称となるため x に対して絶対値を代入すればその位置の各値を算出することができる。

ただし、設計応力の正方向に関して、以上に示す力学モデルに定義する応力方向と本文における Fig. 6. 6 に示す設計に用いる応力方向とは x 座標の正負によってモーメントの向きが異なることに注意する。また、$x \leq 0$ 側の設計応力を用いる場合には、せん断力に関して力学モデルに定義する応力と正方向とする向きは同じであるが、変形・応力導出に用いた境界条件である Q_{T_face} に対して逆向きとなることに注意する。Fig. 6. 15 にその違いを示す。

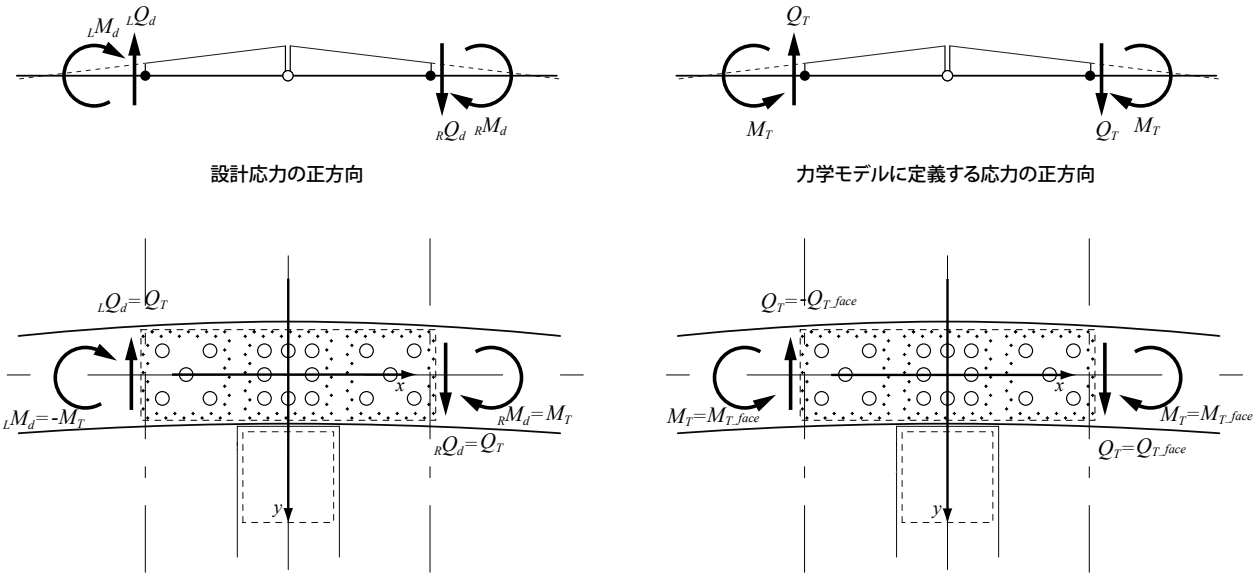


Fig. 6. 15　応力方向の定義

以下に、変位 $\tilde{y}_T$、モーメント M_T、せん断力 Q_T を導出する際に用いる境界条件 M_{T_face}、Q_{T_face} に関して、設計応力 M_d、Q_d によって表記しておく。

$x \le 0$ 側　$\begin{cases} M_{T_face} = -{}_L M_d \\ Q_{T_face} = -{}_L Q_d \end{cases}$ [6.244]

$x \ge 0$ 側　$\begin{cases} M_{T_face} = {}_R M_d \\ Q_{T_face} = {}_R Q_d \end{cases}$ [6.245]

②対称モーメント負担時の T 材と S 材のモーメント負担割合

接合部において、T と S の負担モーメントはそれぞれの生じる回転角によって決まる。ここにおいても、逆対称モーメント負担時同様に「接合部境界位置における鉛直方向変位が一致する」という変形の適合条件を仮定する(「(3)回転剛性の計算」参照)。このとき、応力状態は純曲げとする。

T および S が曲げモーメント M_{T_face} および M_S を負担しているとき、接合部境界位置 $x = \lambda_T$ における各部材の鉛直方向変位は下式で表現される。

$$y_T(\lambda_T) = f(\lambda_T) \cdot M_{T_face} \quad [6.246]$$

$$y_S(\lambda_T) = \lambda_S \cdot \frac{M_S}{K_{yS}} \quad [6.247]$$

変形の適合条件より、T 材に対する S 材のモーメント負担率は以下のように整理される。

$$f(\lambda_T) \cdot M_{T_face} = \lambda_S \cdot \frac{M_S}{K_{yS}} \quad [6.248]$$

$$\Leftrightarrow \quad \frac{M_S}{M_{T_face}} = \frac{K_{yS}}{\lambda_S} \cdot f(\lambda_T) = \frac{K_{yS}}{\lambda_S} \cdot \frac{{\lambda_T}^2}{630 E I_w} \cdot 2(-26\beta + 105) \quad [6.249]$$

これを u'_{T2S} と定義すれば下式のように纏められる。

$$u'_{T2S} = \frac{K_{yS}}{\lambda_S} \cdot \frac{{\lambda_T}^2}{315 E I_w} \cdot (-26\beta + 105) \quad [6.250]$$

以上に求めた T 材に対する S 材のモーメント負担率は純曲げ時のものであるが、複合応力下においてもこれを代用することとする。尚、このとき総モーメントとして用いるのはビス接合部回転ばね入力位置の曲げモーメントとする。

③逆対称曲げモーメントと対称曲げモーメントの応力

T2S の接合部が負担する曲げモーメントは、逆対称曲げモーメントと対称曲げモーメントのいずれかに分類できる場合は稀であり、大抵の場合それらが組み合わさって作用することとなる。既述したように、本接合は各場合で応力伝達機構が異なることから、各要素に作用する応力や変形の解析は、それぞれの力学モデルにおいて行う必要がある。そこで、本指針では、解析結果の応力を、一旦、逆対称曲げモーメント、対称曲げモーメントのそれぞれに換算して考えることとする。また、せん断力についても接合部にわたるモーメント分布を決定するため同様に換

算する。尚、応力の正方向は設計応力に定義した方向とする。

Fig. 6. 16 に示す応力について、逆対称曲げモーメントにおいてビス接合部回転ばねの両側に作用するモーメント ${}_{L}M_{(a)}$ と ${}_{R}M_{(a)}$ は、大きさが等しく同方向に作用するから、両側に発生する解析応力 ${}_{L}M$ と ${}_{R}M$ の平均となる。

$$ {}_{L}M_{(a)} = {}_{R}M_{(a)} = \frac{{}_{L}M + {}_{R}M}{2} \qquad [6.251] $$

また、逆対称曲げモーメントを接合部に発生させるのは一様なせん断力である。すなわち、逆対称曲げモーメント負担時におけるせん断力 ${}_{L}Q_{(a)}$ と ${}_{R}Q_{(a)}$ は、両側に発生する解析応力 ${}_{L}Q$ と ${}_{R}Q$ の平均となる。

$$ {}_{L}Q_{(a)} = {}_{R}Q_{(a)} = \frac{{}_{L}Q + {}_{R}Q}{2} \qquad [6.252] $$

対称曲げモーメントにおいてビス接合部回転ばねの両側に作用するモーメント ${}_{L}M_{(b)}$ と ${}_{R}M_{(b)}$ は、大きさが等しく逆方向に作用するから、両側に発生する解析応力 ${}_{L}M$ と ${}_{R}M$ の差の平均となる。

$$ -{}_{L}M_{(b)} = {}_{R}M_{(b)} = \frac{-{}_{L}M + {}_{R}M}{2} \qquad [6.253] $$

また、対称曲げモーメントを接合部に発生させるのは、大きさが等しく逆向きのせん断力である。すなわち、逆対称曲げモーメント負担時におけるせん断力 ${}_{L}Q_{(b)}$ と ${}_{R}Q_{(b)}$ は、両側に発生する解析応力 ${}_{L}Q$ と ${}_{R}Q$ の差の平均となる。

$$ -{}_{L}Q_{(b)} = {}_{R}Q_{(b)} = \frac{-{}_{L}Q + {}_{R}Q}{2} \qquad [6.254] $$

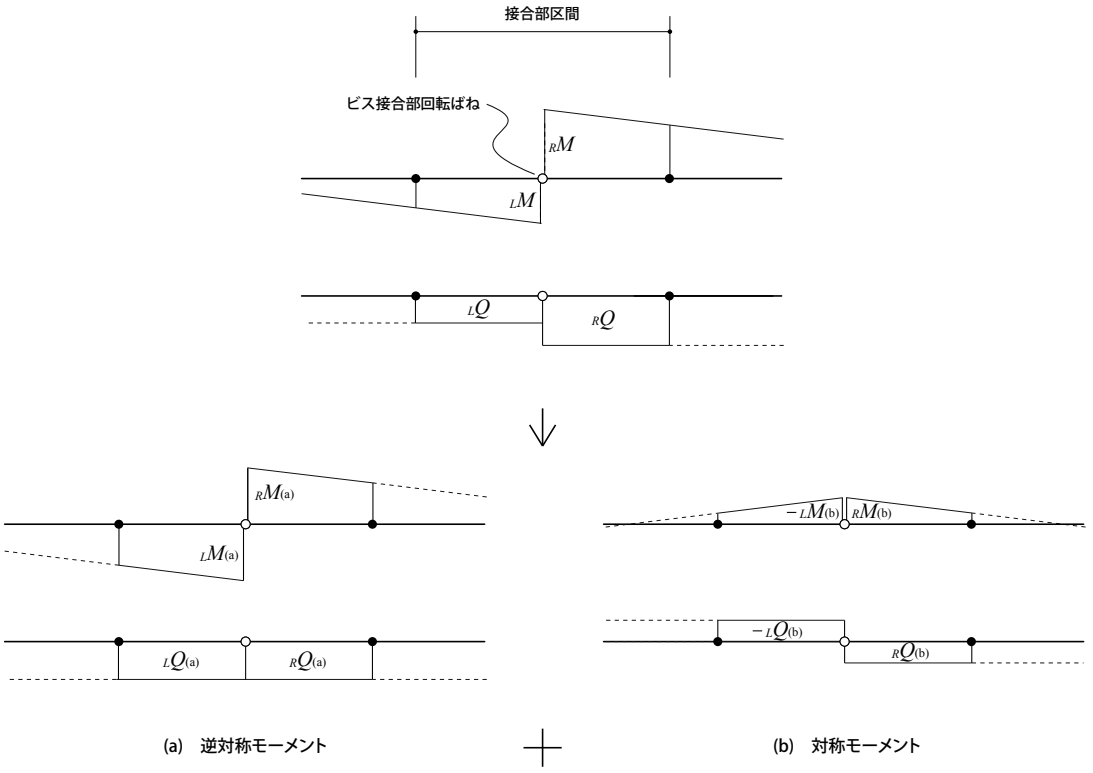


Fig. 6. 16　逆対称曲げモーメントと対称曲げモーメントの応力

④検定

以上に算出した応力を用いて、それぞれの力学モデルによって各要素の負担応力を算出し、許容耐力に対する検定比を得る。そして、各場合の検定比を加算することで 1 を超えないことを確認する、という手順をとることとする。式で表わせば以下のように書ける。

$$\frac{p_{(a)}}{p_a}+\frac{p_{(b)}}{p_a}\leq 1 \qquad [6.255]$$

ここで、

$p_{(a)}$：逆対称曲げモーメント負担時における算出応力

$p_{(b)}$：対称曲げモーメント負担時における算出応力

p_a：許容耐力

但し、上記した方法によって解析結果の非対称な曲げモーメント分布を一律に逆対称曲げモーメントと対称曲げモーメントに換算して扱うのは厳密には正しくない。例えば、対称曲げモーメントが発生するのは、Fig. 6. 15 に示すように、T 型の接合部を挟んで両側の梁部材が長期荷重を背負うような場合である。言い換えれば、相手側(例では柱部材)の軸力によって付き上げを受けるような場合である。このことを踏まえたとき、接合部に対して両側のせん断力が等しくモーメントアームが異なるような場合については、モーメントアームの長い方が曲げモーメントが大きくなる非対称な分布となるが、相手側部材に軸力は発生せず対称曲げモーメント由来の応力伝達は行われないため、逆対称曲げモーメント負担時の力学モデルによって解析するのが正しい。しかし、上記した方法によってしまうと、この場合に対してもある換算分のモーメントを対称曲げモーメント負担時の力学モデルによって応力解析してしまうこととなる。こういったことを避けるには、相手側の軸力による付き上げの有無によって応力解析に用いる力学モデルを判別しなければならないが、接合部毎にこの作業を行うのは煩雑且つ面倒である。定性的には、対称曲げモーメント負担時の力学モデルについては、集成材-鋼板間の応力に関して、T 材においては集成材の曲げ変形を考慮しているため負担する応力を小さく算定するが、大抵の場合に降伏が先行する S 材においては逆対称曲げモーメントと同様の力学モデルであるため集成材-鋼板間ビス接合の負担する応力をほぼ等しく算定すること、集成材の曲げに関して、対称曲げモーメント負担時の力学モデルの方が応力を大きく算定すること、が傾向として挙げられる。いずれについても、逆対称曲げモーメントに対して厳しい検討となる。そこで、本指針では単純化のために一律に逆対称曲げモーメントと対称曲げモーメントに換算する方法をとることとする。

1)集成材-鋼板間ビス接合部

各部材の集成材-鋼板間ビス接合に作用する設計応力に対して、単位ビス接合の負担応力を算出し、設計用許容せん断耐力に達しないことを確認する。以下では、設計応力の算出方法を示す。

①DS について

D、S 材の集成材-鋼板間ビス接合における回転中心を (X_D, Y_D)、(X_S, Y_S) とすれば、複合応力下での i 番ビス接合の負担応力は下式で表現される。

$$\text{D：}\quad p_{D^i} = \begin{pmatrix} k\left(y_{D^i} - Y_D\right)\theta_{x_D} \\ -k\left(x_{D^i} - X_D\right)\theta_{y_D} \end{pmatrix} \tag{6.256}$$

$$\text{S：}\quad p_{S^i} = \begin{pmatrix} k\left(y_{S^i} - Y_S\right)\theta_{x_S} \\ -k\left(x_{S^i} - X_S\right)\theta_{y_S} \end{pmatrix} \tag{6.257}$$

Fig. 6. 17 に示すように応力・座標を定義する。ビス接合回転ばね入力位置は D の集成材-鋼板間ビス接合剛心に x 座標は一致し、接合部仕様により D と S の剛心位置の y 座標は一致する。

ビス接合回転ばね入力位置の応力について、各方向の力のつり合い条件より以下の２式を得る。

$$0 = -N + \sum_{i=1}^{n_D} k\left(y_{D^i} - Y_D\right)\theta_{x_D} + \sum_{i=1}^{n_S} k\left(y_{S^i} - Y_S\right)\theta_{x_S} \tag{6.258}$$

$$0 = -Q - \sum_{i=1}^{n_D} k\left(x_{D^i} - X_D\right)\theta_{y_D} - \sum_{i=1}^{n_S} k\left(x_{S^i} - X_S\right)\theta_{y_S} \tag{6.259}$$

⇔

$$N = kn_D\left(\overline{y_{D^i}} - Y_D\right)\theta_{x_D} + kn_S\left(\overline{y_{S^i}} - Y_S\right)\theta_{x_S} \tag{6.260}$$

$$Q = -kn_D\left(\overline{x_{D^i}} - X_D\right)\theta_{y_D} - kn_S\left(\overline{x_{S^i}} - X_S\right)\theta_{y_S} \tag{6.261}$$

いま、純曲げ時の応力状態に対して軸力・せん断力によって生じる２部材の移動距離は各部材の集成材-鋼板間ビス接合剛心位置を用いて下式で表現できる。

$$\text{D：}\quad \begin{cases} \Delta x_D = \left(\overline{y_{D^i}} - Y_D\right)\theta_{x_D} \\ \Delta y_D = -\left(\overline{x_{D^i}} - X_D\right)\theta_{y_D} \end{cases} \tag{6.262}$$

$$\text{S：}\quad \begin{cases} \Delta x_S = \left(\overline{y_{S^i}} - Y_S\right)\theta_{x_S} \\ \Delta y_S = -\left(\overline{x_{S^i}} - X_S\right)\theta_{y_S} \end{cases} \tag{6.263}$$

柱梁部材において２材は同様に変位すると考えられるから、純曲げ時の応力状態に対して各方向の移動距離が等しいと仮定できる。このとき、式[6.260]および式[6.261]は以下のように整理できる。

$$N = kn_D\Delta x + kn_S\Delta x \tag{6.264}$$

$$Q = kn_D\Delta y + kn_S\Delta y \tag{6.265}$$

ここで、

$$\Delta x = \Delta x_D = \Delta x_S \qquad [6.266]$$

$$\Delta y = \Delta y_D = \Delta y_S \qquad [6.267]$$

式[6.264]および式[6.265]における右辺の第1項はD材の負担応力、第2鋼板はS材の負担応力を表わす。それぞれ $N_D = kn_D \Delta x$、$Q_D = kn_D \Delta y$、$N_S = kn_S \Delta x$、$Q_S = kn_S \Delta y$ と表現できる。接合部の負担する軸力 N、せん断力 Q を用いれば下式で表現される。

D：
$$\begin{cases} N_D = \dfrac{n_D}{n_D + n_S} N \\ Q_D = \dfrac{n_D}{n_D + n_S} Q \end{cases} \qquad [6.268]$$

S：
$$\begin{cases} N_S = \dfrac{n_S}{n_D + n_S} N \\ Q_S = \dfrac{n_S}{n_D + n_S} Q \end{cases} \qquad [6.269]$$

つまり、軸力・せん断力はビス本数比で各材に割り振られることを意味する。

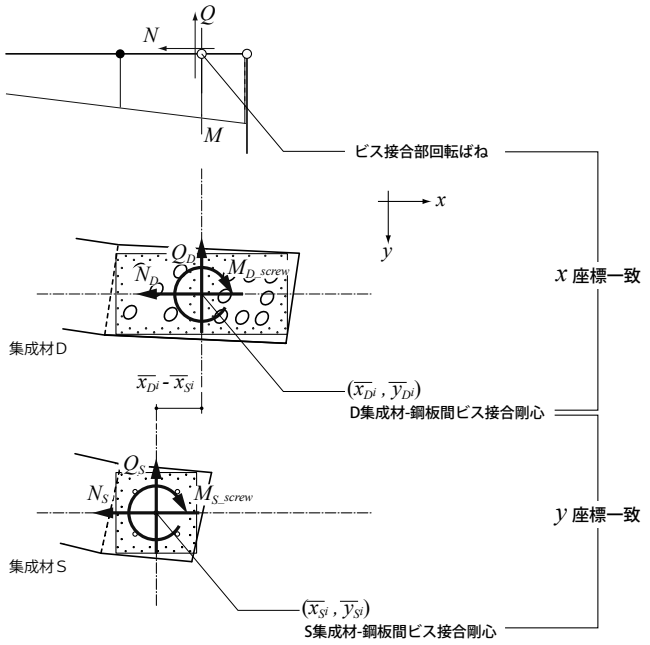


Fig. 6. 17　DSの応力・座標の定義

ビス接合回転ばね入力位置すなわちD材のビス配置図心まわりのモーメントのつり合い条件より、各材のビス接合応力によるモーメントについて下式を得る。

D： $$M=-\sum_{i=1}^{n_D}\begin{pmatrix}x_{D^i}-\overline{x_{D^i}}\\ y_{D^i}-\overline{y_{D^i}}\end{pmatrix}\times\begin{pmatrix}k\left(y_{D^i}-Y_D\right)\theta_{x_D}\\ -k\left(x_{D^i}-X_D\right)\theta_{y_D}\end{pmatrix}$$ [6.270]

S： $$M_S=-\sum_{i=1}^{n_S}\begin{pmatrix}x_{S^i}-\overline{x_{D^i}}\\ y_{S^i}-\overline{y_{D^i}}\end{pmatrix}\times\begin{pmatrix}k\left(y_{S^i}-Y_S\right)\theta_{x_S}\\ -k\left(x_{S^i}-X_S\right)\theta_{y_S}\end{pmatrix}$$ [6.271]

⇔

D： $$M_D=kI_{x_D}\theta_{x_D}+kI_{y_D}\theta_{y_D}$$ [6.272]

S： $$M_S=kI_{x_S}\theta_{x_S}+kI_{y_S}\theta_{y_S}+kn_S\left(\overline{y_{S^i}}-Y_S\right)\theta_{x_S}\cdot\left(\overline{y_{S^i}}-\overline{y_{D^i}}\right)-kn_S\left(\overline{x_{S^i}}-X_S\right)\theta_{y_S}\cdot\left(\overline{x_{D^i}}-\overline{x_{S^i}}\right)$$ [6.273]

接合部仕様においてビス配置図心の y 座標は一致するから以下の条件式を得る。

$$\overline{y_{S^i}}=\overline{y_{D^i}}$$ [6.274]

また、式[6.273]右辺の最終項はS材の負担せん断力によるモーメントを示すから以下のように整理される。

$$M_S=kI_{x_S}\theta_{x_S}+kI_{y_S}\theta_{y_S}+Q_S\cdot\left(\overline{x_{D^i}}-\overline{x_{S^i}}\right)$$ [6.275]

解析結果のビス接合回転ばね入力位置における負担モーメント M は、以上に求めたD、S材のビス接合応力による和であるから下式を得る。

$$M=\left(kI_{x_D}\theta_{x_D}+kI_{y_D}\theta_{y_D}\right)+\left(kI_{x_S}\theta_{x_S}+kI_{y_S}\theta_{y_S}\right)+Q_S\cdot\left(\overline{x_{D^i}}-\overline{x_{S^i}}\right)$$ [6.276]

以上より、上式の右辺について、第1項はD材の集成材-鋼板間ビス接合における負担モーメント、第2項はS材の集成材-鋼板間ビス接合における負担モーメント、最終項はS材の負担せん断力によって鋼板に伝達する曲げモーメントと読み換えられる。実際には、最終項の負担モーメントは鋼板に伝達しているため、集成材-鋼板間ビス接合の負担する曲げモーメントはこれを除いた分となる。

設計応力としては、鋼板に伝達した分を含んだ解析応力 M をD、S材の集成材-鋼板間ビス接合に割り振ることで安全側の検討としている。尚、負担割合は弾性時の応力負担割合 u_{DS} を用いる。すなわち下式を得る。

D： $$M_{D_screw}=\frac{1}{1+u_{DS}}M$$ [6.277]

S： $$M_{S_screw}=\frac{1}{1+u_{DS}^{-1}}M$$ [6.278]

また、式[6.276]はせん断変形増加率 c_X (式[6.162]参照)が回転剛性算出時と不変であることから、最終項の鋼板に伝達する分のモーメントを除いた形で以下のように整理できる。

$$M=K_{y_D}\theta_{y_D}+K_{y_S}\theta_{y_S}$$ [6.279]

ここで、

K_{y_X} ：$X(X=D,S)$における y 方向回転角に関する回転剛性(式[6.164]参照) [Nmm/rad]

第 1 項が D 材の集成材-鋼板間ビス接合における負担モーメント M_{D_screw}、第 2 項が S 材の集成材-鋼板間ビス接合の負担モーメント M_{S_screw} であるから、各々に生じる各方向の回転角は下式で表現される。

D：
$$\begin{cases} \theta_{x_D} = (1+c_D)\dfrac{M_{D_screw}}{K_{y_D}} \\ \theta_{y_D} = \dfrac{M_{D_screw}}{K_{y_D}} \end{cases} \quad [6.280]$$

S：
$$\begin{cases} \theta_{x_D} = (1+c_D)\dfrac{M_{D_screw}}{K_{y_D}} \\ \theta_{y_D} = \dfrac{M_{D_screw}}{K_{y_D}} \end{cases} \quad [6.281]$$

以上から、式[6.256]及び式[6.257]における各部材における複合応力下における i 番ビス接合の負担応力は以下のように整理される。

D：
$$p_{D^i} = \begin{pmatrix} k\left(y_{D^i} - \overline{y_{D^i}}\right)\theta_{x_D} + k\left(\overline{y_{D^i}} - Y_D\right)\theta_{x_D} \\ -k\left(x_{D^i} - \overline{x_{D^i}}\right)\theta_{y_D} - k\left(\overline{x_{D^i}} - X_D\right)\theta_{y_D} \end{pmatrix} \quad [6.282]$$

S：
$$p_{S^i} = \begin{pmatrix} k\left(y_{S^i} - \overline{y_{S^i}}\right)\theta_{x_S} + k\left(\overline{y_{S^i}} - Y_S\right)\theta_{x_S} \\ -k\left(x_{S^i} - \overline{x_{S^i}}\right)\theta_{y_S} - k\left(\overline{x_{S^i}} - X_S\right)\theta_{y_S} \end{pmatrix} \quad [6.283]$$

⇔

D：
$$p_{D^i} = \begin{pmatrix} k\left(y_{D^i} - \overline{y_{D^i}}\right)(1+c_D)\dfrac{M_{D_screw}}{K_{y_D}} \\ -k\left(x_{D^i} - \overline{x_{D^i}}\right)\dfrac{M_{D_screw}}{K_{y_D}} \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} \dfrac{N_D}{n_D} \\ \dfrac{Q_D}{n_D} \end{pmatrix} \quad [6.284]$$

S：
$$p_{S^i} = \begin{pmatrix} k\left(y_{S^i} - \overline{y_{S^i}}\right)(1+c_S)\dfrac{M_{S_screw}}{K_{y_S}} \\ -k\left(x_{S^i} - \overline{x_{S^i}}\right)\dfrac{M_{S_screw}}{K_{y_S}} \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} \dfrac{N_S}{n_S} \\ \dfrac{Q_S}{n_S} \end{pmatrix} \quad [6.285]$$

この応力を用いて、設計用許容せん断耐力を下回ることを確認する。

②T2S(a)逆対称曲げモーメント負担時について

応力及び座標は Fig. 6. 18 に示すように定義する。まず、各材の負担軸力を 0 として、モーメント及びせん断力を負担した場合を考える。応力状態及び接合部仕様は、ビス接合回転ばね入力位置について点対称である(以下、この点を基準点と称す)。このとき、T 材の剛心位置は、その基準点に一致し回転中心となる。また、S1 及び S 2 材の本数・配置は同一であり、負担するせん断力の大きさも等しいことから、生じる回転角も等しい。各材の負担軸力は 0 であるため、回転中心の y 座標は剛心に一致する。以上を踏まえ、i 番ビス接合の負担応力は下式で表現される。

T： $$p_{(a)T^i}=\begin{pmatrix} k\left(y_{T^i}-\overline{y_{T^i}}\right)\theta_{x_T} \\ -k\left(x_{T^i}-\overline{x_{T^i}}\right)\theta_{y_T} \end{pmatrix} \quad [6.286]$$

S1： $$p_{(a)S1^i}=\begin{pmatrix} k\left(y_{S1^i}-\overline{y_{S1^i}}\right)\theta_{x_S} \\ -k\left(x_{S1^i}-X_{S1}\right)\theta_{y_S} \end{pmatrix} \quad [6.287]$$

S2： $$p_{(a)S2^i}=\begin{pmatrix} k\left(y_{S2^i}-\overline{y_{S2^i}}\right)\theta_{x_S} \\ -k\left(x_{S2^i}-X_{S2}\right)\theta_{y_S} \end{pmatrix} \quad [6.288]$$

力のつり合い条件について、x 方向はつり合い状態にあるので、y 方向を考える。

$$0=-\left(-{}_L Q_{(a)}\right)+{}_R Q_{(a)}-\sum_{i=1}^{n_T}k\left(x_{T^i}-\overline{x_{T^i}}\right)\theta_{y_T}-\sum_{i=1}^{n_S}k\left(x_{S1^i}-X_{S1}\right)\theta_{y_S}-\sum_{i=1}^{n_S}k\left(x_{S2^i}-X_{S2}\right)\theta_{y_S} \quad [6.289]$$

⇔

$$0=-kn_S\left(\overline{x_{S1^i}}-X_{S1}\right)\theta_{y_S}-kn_S\left(\overline{x_{S2^i}}-X_{S2}\right)\theta_{y_S} \quad [6.290]$$

⇔

$$\left(\overline{x_{S1^i}}-X_{S1}\right)=-\left(\overline{x_{S2^i}}-X_{S2}\right) \quad [6.291]$$

上式は、S1 と S2 の回転中心のずれが等しいことを示す。

また、接合部仕様より両者は基準点から剛心までの距離が等しいことから以下の条件式を得る。

$$\left(\overline{x_{S1^i}}-\overline{x_{T^i}}\right)=-\left(\overline{x_{S2^i}}-\overline{x_{T^i}}\right) \quad [6.292]$$

基準点まわりのモーメントのつり合い条件より、各材のビス接合応力によるモーメントについて下式を得る。

T： $$M_{(a)T}=\sum_{i=1}^{n_T}\begin{pmatrix} x_{T^i}-\overline{x_{T^i}} \\ y_{T^i}-\overline{y_{T^i}} \end{pmatrix}\times\begin{pmatrix} k\left(y_{T^i}-\overline{y_{T^i}}\right)\theta_{x_T} \\ -k\left(x_{T^i}-\overline{x_{T^i}}\right)\theta_{y_T} \end{pmatrix} \quad [6.293]$$

S1： $$M_{(a)S1}=-\sum_{i=1}^{n_S}\begin{pmatrix} x_{S1^i}-\overline{x_{T^i}} \\ y_{S1^i}-\overline{y_{T^i}} \end{pmatrix}\times\begin{pmatrix} k\left(y_{S1^i}-\overline{y_{S1^i}}\right)\theta_{x_S} \\ -k\left(x_{S1^i}-\overline{x_{S1^i}}\right)\theta_{y_S} \end{pmatrix} \quad [6.294]$$

S2： $$M_{(a)S2}=-\sum_{i=1}^{n_S}\begin{pmatrix} x_{S2^i}-\overline{x_{T^i}} \\ y_{S2^i}-\overline{y_{T^i}} \end{pmatrix}\times\begin{pmatrix} k\left(y_{S2^i}-\overline{y_{S2^i}}\right)\theta_{x_S} \\ -k\left(x_{S2^i}-\overline{x_{S2^i}}\right)\theta_{y_S} \end{pmatrix} \quad [6.295]$$

⇔

T： $M_{(a)_T} = kI_{x_T}\theta_{x_T} + kI_{y_T}\theta_{y_T}$ [6.296]

S1： $M_{(a)_{S1}} = kI_{x_S}\theta_{x_S} + kI_{y_S}\theta_{y_S} + kn_s\left(\overline{x_{S1}{}^i} - X_{S1}\right)\theta_{y_S}\times\left(\overline{x_{S1}{}^i} - \overline{x_T{}^i}\right) + kn_s\left(\overline{y_{S1}{}^i} - Y_{S1}\right)\theta_{y_S}\times\left(\overline{y_{S1}{}^i} - \overline{y_T{}^i}\right)$

[6.297]

S2： $M_{(a)_{S2}} = kI_{x_S}\theta_{x_S} + kI_{y_S}\theta_{y_S} + kn_s\left(\overline{x_{S2}{}^i} - X_{S2}\right)\theta_{y_S}\times\left(\overline{x_{S2}{}^i} - \overline{x_T{}^i}\right) + kn_s\left(\overline{y_{S2}{}^i} - Y_{S2}\right)\theta_{y_S}\times\left(\overline{y_{S2}{}^i} - \overline{y_T{}^i}\right)$

[6.298]

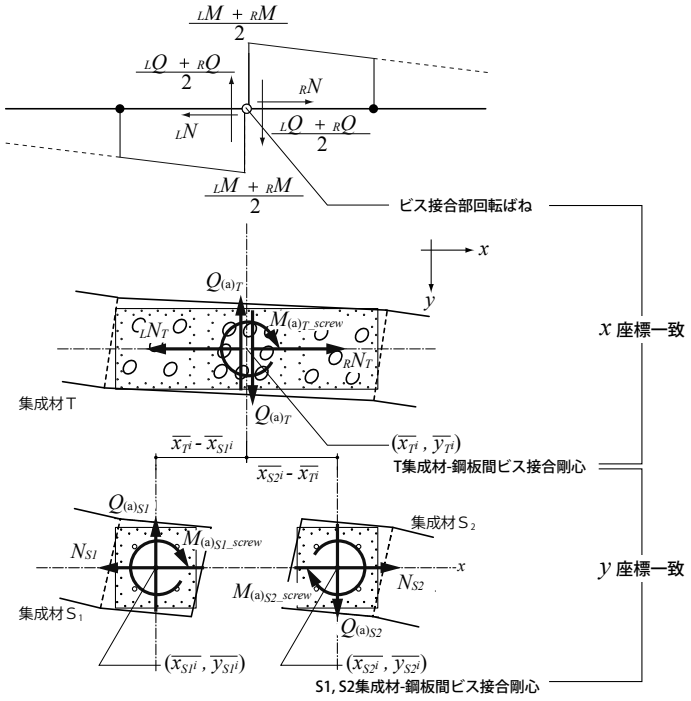


Fig. 6. 18　T2S(a)逆対称曲げモーメント負担時の応力・座標の定義

接合部仕様より各材の集成材-鋼板間ビス接合の剛心の y 座標は一致すること、及び、式[6.291]、式[6.292]を用いて下式のように整理される。

T ： $M_{(a)_T} = kI_{x_T}\theta_{x_T} + kI_{y_T}\theta_{y_T}$ [6.299]

S1、S2 ： $M_{(a)_S} = M_{(a)_{S1}} = M_{(a)_{S2}} = kI_{x_S}\theta_{x_S} + kI_{y_S}\theta_{y_S} + kn_s\left(\overline{x_{S2}{}^i} - X_{S2}\right)\theta_{y_S}\times\left(\overline{x_{S2}{}^i} - \overline{x_T{}^i}\right)$ [6.300]

最終項は S 材についての負担せん断力によるモーメントを示す。S2($x \geq 0$)のせん断力を $Q_{(a)_S}$ とすれば以下のように整理される。

$$M_{(a)_S} = M_{(a)_{S1}} = M_{(a)_{S2}} = kI_{x_S}\theta_{x_S} + kI_{y_S}\theta_{y_S} + Q_{(a)_S}\times\left(\overline{x_{S2}{}^i} - \overline{x_T{}^i}\right) \quad [6.301]$$

ここで、

$$Q_{(a)S} = kn_s\left(\overline{x_{S2^i}} - X_{S2}\right)\theta_{y_S} \qquad [6.302]$$

解析結果のビス接合回転ばね入力位置における負担モーメント ${}_LM + {}_RM$ は、以上に求めた T、S1、S2 材のビス接合による応力の和であるから下式を得る。

$${}_LM + {}_RM = \left(kI_{x_T}\theta_{x_T} + kI_{y_T}\theta_{y_T}\right) + 2\left(kI_{x_S}\theta_{x_S} + kI_{y_S}\theta_{y_S}\right) + 2Q_{(a)S} \times \left(\overline{x_{S2^i}} - \overline{x_{T^i}}\right) \qquad [6.303]$$

以上より、上式の右辺において、第 1 項は T 材の集成材-鋼板間ビス接合における負担モーメント、第 2 項は S 材 2 枚分の集成材-鋼板間ビス接合における負担モーメント、最終項は S 材 2 枚分の負担せん断力による鋼板に伝達した曲げモーメントと読み換えられる。実際には、最終項の負担モーメントは鋼板に伝達しているため、集成材-鋼板間ビス接合の負担する曲げモーメントはこれを除いた分となる。

設計応力としては、鋼板に伝達した分を含んだ解析応力 ${}_LM + {}_RM$ を T、S 材の集成材-鋼板間ビス接合に割り振ることで安全側の検討としている。尚、負担割合は弾性時の応力負担割合 u_{T2S} を用いる。すなわち下式を得る。

$$\text{T}：\quad M_{(a)T_screw} = \frac{1}{1+u_{T2S}}\left({}_LM + {}_RM\right) \qquad [6.304]$$

$$\text{S1、S2}：\quad M_{(a)S_screw} = M_{(a)S1_screw} = M_{(a)S2_screw} = \frac{1}{2}\cdot\frac{1}{1+u_{T2S}^{-1}}\left({}_LM + {}_RM\right) \qquad [6.305]$$

式[6.303]はせん断変形増加率 c_X が回転剛性算出時と不変であることから、最終項の鋼板に伝達する分のモーメントを除いた形で以下のように整理できる。

$${}_LM + {}_RM = K_{y_T}\theta_{y_T} + 2K_{y_S}\theta_{y_S} \qquad [6.306]$$

ここで、

K_{y_X} ：$X(X=T,S)$における y 方向回転角に関する回転剛性(解説「(3)回転剛性の計算」参照) [Nmm/rad]

第 1 項が T 材の集成材-鋼板間ビス接合における負担モーメント $M_{(a)T_screw}$、第 2 項が S1 及び S2 の集成材-鋼板間ビス接合の負担モーメント $M_{(a)S_screw}$ であるから、各々に生じる各方向の回転角は下式で表現される。

$$\text{T}：\quad \begin{cases} \theta_{x_T} = \left(1+c_T\right)\dfrac{M_{(a)T_screw}}{K_{y_T}} \\ \theta_{y_T} = \dfrac{M_{(a)T_screw}}{K_{y_T}} \end{cases} \qquad [6.307]$$

$$\text{S1、S2}：\quad \begin{cases} \theta_{x_S} = \left(1+c_S\right)\dfrac{M_{(a)S_screw}}{K_{y_S}} \\ \theta_{y_S} = \dfrac{M_{(a)S_screw}}{K_{y_S}} \end{cases} \qquad [6.308]$$

2 材のせん断力の負担割合については、モーメントアームが等しい場合にモーメントの負担割合とほぼ一致すると考えられるため、曲げモーメントと同様に応力負担割合 u_{T2S} を用いて割り振ることとする。但し、T 材については、せん断力が全て集積した回転中心位置のモーメントを用いて応力を割り振っているため、せん断力による加算

はない。T、S 材($x \geq 0$)の負担せん断力は下式で算出される。

$$Q_{(a)_T} = \frac{1}{1+u_{T2S}} \cdot \frac{{}_L Q + {}_R Q}{2} \tag{6.309}$$

$$Q_{(a)_S} = \frac{1}{1+u_{T2S}^{-1}} \cdot \frac{{}_L Q + {}_R Q}{2} \tag{6.310}$$

以上から、式[6.256]及び式[6.257]における各部材における複合応力下における i 番ビス接合の負担応力は以下のように整理される。

T： $$p_{T^i} = \begin{pmatrix} k\left(y_{T^i} - \overline{y_{T^i}}\right)\theta_{x_T} \\ -k\left(x_{T^i} - \overline{x_{T^i}}\right)\theta_{y_T} \end{pmatrix} \tag{6.311}$$

S1： $$p_{S1^i} = \begin{pmatrix} k\left(y_{S1^i} - \overline{y_{S1^i}}\right)\theta_{x_S} + k\left(\overline{y_{S1^i}} - Y_{S1}\right)\theta_{x_S} \\ -k\left(x_{S1^i} - \overline{x_{S1^i}}\right)\theta_{y_S} - k\left(\overline{x_{S1^i}} - X_{S1}\right)\theta_{y_S} \end{pmatrix} \tag{6.312}$$

S2： $$p_{S2^i} = \begin{pmatrix} k\left(y_{S2^i} - \overline{y_{S2^i}}\right)\theta_{x_S} + k\left(\overline{y_{S2^i}} - Y_{S2}\right)\theta_{x_S} \\ -k\left(x_{S2^i} - \overline{x_{S2^i}}\right)\theta_{y_S} - k\left(\overline{x_{S2^i}} - X_{S2}\right)\theta_{y_S} \end{pmatrix} \tag{6.313}$$

⇔

T： $$p_{T^i} = \begin{pmatrix} k\left(y_{T^i} - \overline{y_{T^i}}\right)\left(1+c_T\right)\dfrac{M_{(a)_{T_screw}}}{K_{y_T}} \\ -k\left(x_{T^i} - \overline{x_{T^i}}\right)\dfrac{M_{(a)_{T_screw}}}{K_{y_T}} \end{pmatrix} \tag{6.314}$$

S1： $$p_{S1^i} = \begin{pmatrix} k\left(y_{S1^i} - \overline{y_{S1^i}}\right)\left(1+c_S\right)\dfrac{M_{(a)_{S_screw}}}{K_{y_T}} \\ -k\left(x_{S1^i} - \overline{x_{S1^i}}\right)\dfrac{M_{(a)_{S_screw}}}{K_{y_S}} \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} 0 \\ \dfrac{1}{n_S} \cdot \dfrac{1}{1+u_{T2S}^{-1}} \dfrac{{}_L Q + {}_R Q}{2} \end{pmatrix} \tag{6.315}$$

S1： $$p_{S2^i} = \begin{pmatrix} k\left(y_{S2^i} - \overline{y_{S2^i}}\right)\left(1+c_S\right)\dfrac{M_{(a)_{S_screw}}}{K_{y_T}} \\ -k\left(x_{S2^i} - \overline{x_{S2^i}}\right)\dfrac{M_{(a)_{S_screw}}}{K_{y_S}} \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} 0 \\ -\dfrac{1}{n_S} \cdot \dfrac{1}{1+u_{T2S}^{-1}} \dfrac{{}_L Q + {}_R Q}{2} \end{pmatrix} \tag{6.316}$$

Fig. 6. 18 に示すように、軸力に関しては、S1 及び S2 は、その負担軸力が集成材-鋼板間ビス接合のせん断応力によってつり合うこととなる。T 材は、接合部を挟んだ両側の負担軸力の差分が集成材-鋼板間ビス接合のせん断力によってつり合うこととなる。接合部を挟んだ両側において、T と S1、あるいは、T と S2 の 2 材の軸力の負担割合については、柱梁部材の中間ではほぼ等しいものと考えられるが、接合部及びその近傍では部材の勝ち負けやビス本数の多少によって、T 材の負担割合が大きくなるものと考えられる。つまり、S1 及び S2 の負担割合は T 材よりも小さく全軸力の半分を超えることはない。これより、S 材の軸力による集成材-鋼板間ビス接合のせん断応力に

ついて、想定最大応力として全軸力の 50%を各材における接合具が一様に負担するものとして検討することとする。
また、T 材については、全軸力の差分を S1、S2 を含めた全接合具が一様に負担するものとして検討することとする。
以上より、設計応力として下式を得る。

$$\text{T}: \quad p_{T^i} = \begin{pmatrix} k\left(y_{T^i} - \overline{y_{T^i}}\right)\left(1+c_T\right)\dfrac{M_{(a)_{T_screw}}}{K_{y_T}} \\ -k\left(x_{T^i} - \overline{x_{T^i}}\right)\dfrac{M_{(a)_{T_screw}}}{K_{y_T}} \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} -\dfrac{{}_RN - {}_LN}{n_T + 2n_S} \\ 0 \end{pmatrix} \qquad [6.317]$$

$$\text{S1}: \quad p_{S1^i} = \begin{pmatrix} k\left(y_{S1^i} - \overline{y_{S1^i}}\right)\left(1+c_S\right)\dfrac{M_{(a)_{S_screw}}}{K_{y_T}} \\ -k\left(x_{S1^i} - \overline{x_{S1^i}}\right)\dfrac{M_{(a)_{S_screw}}}{K_{y_S}} \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} \dfrac{0.5{}_LN}{n_S} \\ \dfrac{1}{n_S}\cdot\dfrac{1}{1+u_{T2S}^{-1}}\dfrac{{}_LQ + {}_RQ}{2} \end{pmatrix} \qquad [6.318]$$

$$\text{S1}: \quad p_{S2^i} = \begin{pmatrix} k\left(y_{S2^i} - \overline{y_{S2^i}}\right)\left(1+c_S\right)\dfrac{M_{(a)_{S_screw}}}{K_{y_T}} \\ -k\left(x_{S2^i} - \overline{x_{S2^i}}\right)\dfrac{M_{(a)_{S_screw}}}{K_{y_S}} \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} -\dfrac{0.5{}_RN}{n_S} \\ -\dfrac{1}{n_S}\cdot\dfrac{1}{1+u_{T2S}^{-1}}\dfrac{{}_LQ + {}_RQ}{2} \end{pmatrix} \qquad [6.319]$$

以上の応力を用いて、設計用許容せん断耐力を下回ることを確認する。

③T2S(b)対称曲げモーメント負担時について

以下では、集成材-鋼板間ビス接合について、軸力によるせん断応力分は逆対称曲げモーメント負担時において検討しているため、モーメント及びせん断力によるせん断応力分のみ考える。

Fig. 6. 19 に示すような応力状態と座標を定義する。[T2S に関する逆対称曲げモーメントと対称曲げモーメントについて]において、対称曲げモーメント負担時の力学モデルの座標はT材のビス接合剛心を原点と定義していたが、逆対称曲げモーメントに統一するため、$x \to x - \overline{x_{T}{}^{i}}$ として以下では表記することとする。

まず、$x \geq \overline{x_{T}{}^{i}}$ について考える。前項の式[6.301]において既に見たように、S2 の集成材-鋼板間ビス接合による応力によって回転ばね入力位置に発生する曲げモーメント $M_{(b)S2}$ は、ビス接合剛心まわりのモーメント $M_{(b)S2_screw}$ と剛心位置に作用するせん断力 $Q_{(b)S2}$ によって下式で表現される。

$$M_{(b)S2} = M_{(b)S2_screw} + Q_{(b)S2} \cdot \left(\overline{x_{S2}{}^{i}} - \overline{x_{T}{}^{i}} \right) \tag{6.320}$$

また、T 材の集成材-鋼板間ビス接合による応力と集成材自体の曲げによって回転ばね位置に発生する曲げモーメント ${}_{R}M_{(b)T}$ は接合部境界位置の曲げモーメント M_{T_face} 及びせん断力 Q_{T_face} を用いて下式で表現される。

$${}_{R}M_{(b)T} = {}_{R}M_{(b)T_screw} = M_{T_face} + Q_{T_face} \cdot \lambda_{T} \tag{6.321}$$

解析結果のビス接合回転ばね入力位置における負担モーメント $(-{}_{L}M + {}_{R}M)/2$ は、以上に求めた T、S2 材のビス接合と集成材の曲げによる応力の和であるから下式を得る。

$$\frac{-{}_{L}M + {}_{R}M}{2} = {}_{R}M_{(b)T_screw} + M_{(b)S2_screw} + Q_{(b)S2} \cdot \left(\overline{x_{S2}{}^{i}} - \overline{x_{T}{}^{i}} \right) \tag{6.322}$$

上式の最終項は、S2 材の負担せん断力による鋼板に伝達した曲げモーメントである。

設計応力としては、鋼板の伝達応力分を含んだ解析応力 $(-{}_{L}M + {}_{R}M)/2$ を、純曲げ時の応力負担割合 u'_{T2S} を用いて割り振ることで安全側の検討としている。すなわち下式のように表現される。

T： $${}_{R}M_{(b)T_screw} = \frac{1}{1+u'_{T2S}} \frac{-{}_{L}M + {}_{R}M}{2} \tag{6.323}$$

S2： $$M_{(b)S2_screw} = \frac{1}{1+u'_{T2S}{}^{-1}} \frac{-{}_{L}M + {}_{R}M}{2} \tag{6.324}$$

$x \leq \overline{x_{T}{}^{i}}$ についても同様である。但し、定義する応力方向により正負が逆転することに注意して、下式のように表現される。

T： $${}_{L}M_{(b)T_screw} = -\frac{1}{1+u'_{T2S}} \frac{-{}_{L}M + {}_{R}M}{2} \tag{6.325}$$

S1： $$M_{(b)S1_screw} = -\frac{1}{1+u'_{T2S}{}^{-1}} \frac{-{}_{L}M + {}_{R}M}{2} \tag{6.326}$$

せん断力の負担割合については、その応力によって全ての材が同様に変位すると考えて、ビス本数比によって各材に割り振られるものとすれば、下式で表現される。このとき、定義する応力方向に注意する。

T：
$$\begin{cases} {}_{L}Q_{(b)T} = -\dfrac{n_T}{n_T+2n_S}\cdot\dfrac{-{}_{L}Q+{}_{R}Q}{2} \\ {}_{R}Q_{(b)T} = \dfrac{n_T}{n_T+2n_S}\cdot\dfrac{-{}_{L}Q+{}_{R}Q}{2} \end{cases} \quad [6.327]$$

S1：
$$Q_{(b)S1} = -\frac{n_T}{n_T+2n_S}\cdot\frac{-{}_{L}Q+{}_{R}Q}{2} \quad [6.328]$$

S2：
$$Q_{(b)S2} = \frac{n_T}{n_T+2n_S}\cdot\frac{-{}_{L}Q+{}_{R}Q}{2} \quad [6.329]$$

以上に求めた各材の負担応力を用いて集成材-鋼板間ビス接合における i 番ビス接合の負担応力を算出する。

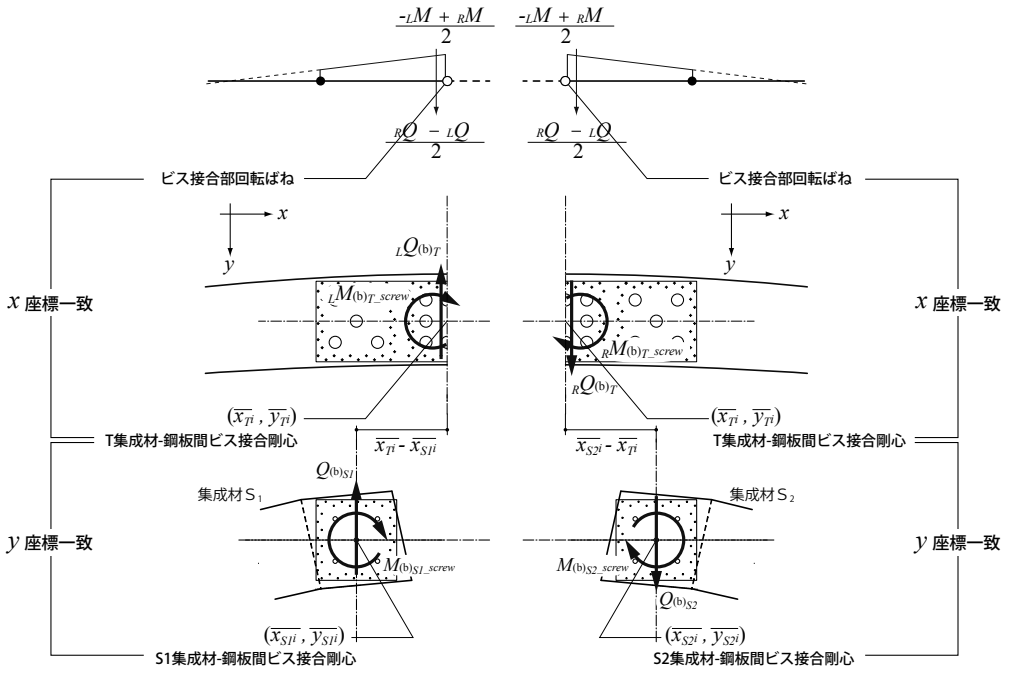


Fig. 6. 19　T2S(b)対称曲げモーメント負担時の応力・座標の定義

まず、$x \geq \overline{x_{Ti}}$ について考える。式[6.321]に対して、式[6.323]、式[6.327]を代入して、T 材の接合部境界位置での負担モーメント M_{T_face} が算出される。このとき、接合部境界位置のせん断力 Q_{T_face} はビス接合回転ばね入力位置のせん断力 ${}_{R}Q_{T_face}$ と変わらないものとする。すなわち、下式を得る。

$$M_{T_face} = {}_{R}M_{(b)T_screw} - \frac{n_T}{n_T+2n_S}\frac{-{}_{L}Q+{}_{R}Q}{2}\cdot\lambda_T \quad [6.330]$$

$$Q_{T_face} = \frac{n_T}{n_T+2n_S}\frac{-{}_{L}Q+{}_{R}Q}{2} \quad [6.331]$$

次に、$x \le \overline{x_{T}{}^{i}}$ についても同様にして下式を得る。

$$M_{T_face} = {}_{L}M_{(b)T_screw} + \frac{n_T}{n_T + 2n_S}\frac{-{}_{L}Q + {}_{R}Q}{2}\cdot\lambda_T \qquad [6.332]$$

$$Q_{T_face} = -\frac{n_T}{n_T + 2n_S}\frac{-{}_{L}Q + {}_{R}Q}{2} \qquad [6.333]$$

これら 4 式を式[6.237]に代入すれば、T 材における各位置での鋼板に対する集成材の相対鉛直方向変位が、以下のように算出される。但し、$x \ge \overline{x_{T}{}^{i}}$ では ${}_{R}y_T$、$x \le \overline{x_{T}{}^{i}}$ では ${}_{L}y_T$ と表記する。尚、代入に際し、応力方向について式[6.244]及び式[6.245]の関係があることに注意する。

$$x \ge \overline{x_{T}{}^{i}}: \quad {}_{R}y_T = \frac{\dfrac{n_T}{n_T + 2n_S}\dfrac{-{}_{L}Q + {}_{R}Q}{2}}{s\lambda_T} + \left(f(x)\cdot M_{(b)T_face} + g(x)\cdot\frac{n_T}{n_T + 2n_S}\frac{-{}_{L}Q + {}_{R}Q}{2}\right) \qquad [6.334]$$

$$x \le \overline{x_{T}{}^{i}}: \quad {}_{L}y_T = \frac{\dfrac{n_T}{n_T + 2n_S}\dfrac{-{}_{L}Q + {}_{R}Q}{2}}{s\lambda_T} + \left(-f(x)\cdot M_{(b)T_face} + g(x)\cdot\frac{n_T}{n_T + 2n_S}\frac{-{}_{L}Q + {}_{R}Q}{2}\right) \qquad [6.335]$$

ここで、

$$f(x) = \frac{{\lambda_T}^2}{630EI_w}\left\{ (32\beta - 105) - 15(8\beta - 21)\left|\frac{x - \overline{x_{T}{}^{i}}}{\lambda_T}\right|^2 + 60\beta\left|\frac{x - \overline{x_{T}{}^{i}}}{\lambda_T}\right|^4 - 24\beta\left|\frac{x - \overline{x_{T}{}^{i}}}{\lambda_T}\right|^5 \right\} \qquad [6.336]$$

$$g(x) = \frac{{\lambda_T}^2}{360EI_w}\left\{ (8\beta - 27) - 30\cdot(\beta - 3)\left|\frac{x - \overline{x_{T}{}^{i}}}{\lambda_T}\right|^2 + 15(\beta - 1)\left|\frac{x - \overline{x_{T}{}^{i}}}{\lambda_T}\right|^4 - 6\beta\left|\frac{x - \overline{x_{T}{}^{i}}}{\lambda_T}\right|^5 \right\} \qquad [6.337]$$

T 材における集成材-鋼板間のビス接合応力は、この鉛直方向の相対変位によって生じるものと仮定して負担応力を算出する。このとき、弾性床弾性係数は $s = kn_T/2\lambda_T$ で表現されることに注意すれば、下式で表現される。

$$x \ge \overline{x_{T}{}^{i}}: \quad {}_{R}p_{(b)T}{}^{i} = \begin{pmatrix} 0 \\ -\dfrac{-{}_{L}Q + {}_{R}Q}{n_T + 2n_S} - k\left(f(x_T{}^{i})\cdot M_{(b)T_face} + g(x_T{}^{i})\cdot\dfrac{n_T}{n_T + 2n_S}\dfrac{-{}_{L}Q + {}_{R}Q}{2}\right) \end{pmatrix} \qquad [6.338]$$

$$x \le \overline{x_{T}{}^{i}}: \quad {}_{R}p_{(b)T}{}^{i} = \begin{pmatrix} 0 \\ -\dfrac{-{}_{L}Q + {}_{R}Q}{n_T + 2n_S} - k\left(-f(x_T{}^{i})\cdot M_{(b)T_face} + g(x_T{}^{i})\cdot\dfrac{n_T}{n_T + 2n_S}\dfrac{-{}_{L}Q + {}_{R}Q}{2}\right) \end{pmatrix} \qquad [6.339]$$

但し、本来であれば断面方向にも相対変位は存在するはずでありその分の応力負担しているはずであるが、対称モーメントの仮定力学モデルにおける抵抗機構を材軸直交方向に限った性質上、ここでは鉛直方向すなわち材軸直交方向のみを加えることとする。

続いて、S1 及び S2 の負担応力を誘導する。各材における i 番ビス接合の応力は下式で表現される。

S1： $$p_{(b)S1^i}=\begin{pmatrix} k\left(y_{S1^i}-\overline{y_{S1^i}}\right)\theta_{x_{S1}} \\ -k\left(x_{S1^i}-X_{S1}\right)\theta_{y_{S1}} \end{pmatrix} \quad [6.340]$$

S2： $$p_{(b)S2^i}=\begin{pmatrix} k\left(y_{S2^i}-\overline{y_{S2^i}}\right)\theta_{x_{S2}} \\ -k\left(x_{S2^i}-X_{S2}\right)\theta_{y_{S2}} \end{pmatrix} \quad [6.341]$$

但し、負担軸力は0であるため、回転中心のy座標は剛心位置である。力のつり合い条件より回転中心のx座標X_{S1}、X_{S2}を決定する。各材の負担せん断力は式[6.328]、式[6.329]によって表わされるから、以下のように整理される。

S1： $$0=\frac{2n_S}{n_T+2n_S}\frac{-{}_LQ+{}_RQ}{2}+\sum_{i=1}^{n_S}-k\left(x_{S1^i}-X_{S1}\right)\theta_{y_{S1}} \quad [6.342]$$

S2： $$0=\frac{2n_S}{n_T+2n_S}\frac{-{}_LQ+{}_RQ}{2}+\sum_{i=1}^{n_S}-k\left(x_{S2^i}-X_{S2}\right)\theta_{S2} \quad [6.343]$$

⇔

S1： $$-k\left(\overline{x_{S1^i}}-X_{S1}\right)\theta_{y_{S1}}=-\frac{-{}_LQ+{}_RQ}{n_T+2n_S} \quad [6.344]$$

S2： $$-k\left(\overline{x_{S2^i}}-X_{S2}\right)\theta_{y_{S2}}=-\frac{-{}_LQ+{}_RQ}{n_T+2n_S} \quad [6.345]$$

次に、各材の剛心まわりのモーメントのつり合い条件より下式を得る。

S1： $$0=M_{(b)S1_screw}-\sum_{i=1}^{n_S}\begin{pmatrix} x_{S1^i}-\overline{x_{S1^i}} \\ y_{S1^i}-\overline{y_{S1^i}} \end{pmatrix}\times\begin{pmatrix} k\left(y_{S1^i}-\overline{y_{S1^i}}\right)\theta_{x_{S1}} \\ -k\left(x_{S1^i}-X_{S1}\right)\theta_{y_{S1}} \end{pmatrix} \quad [6.346]$$

S2： $$0=M_{(b)S2_screw}-\sum_{i=1}^{n_S}\begin{pmatrix} x_{S2^i}-\overline{x_{S2^i}} \\ y_{S2^i}-\overline{y_{S2^i}} \end{pmatrix}\times\begin{pmatrix} k\left(y_{S2^i}-\overline{y_{S2^i}}\right)\theta_{x_{S2}} \\ -k\left(x_{S2^i}-X_{S2}\right)\theta_{y_{S2}} \end{pmatrix} \quad [6.347]$$

⇔

S1： $$M_{(b)S1_screw}=kI_{x_S}\theta_{x_{S1}}+kI_{y_S}\theta_{y_{S1}} \quad [6.348]$$

S2： $$M_{(b)S2_screw}=kI_{x_S}\theta_{x_{S2}}+kI_{y_S}\theta_{y_{S2}} \quad [6.349]$$

上式は、せん断剛性率がc_Sが回転剛性算出時と不変であることから以下のように整理できる。

S1： $$M_{(b)S1_screw}=K_{y_S}\theta_{y_{S1}} \quad [6.350]$$

S2： $$M_{(b)S2_screw}=K_{y_S}\theta_{y_{S2}} \quad [6.351]$$

ここで、

K_{y_X}：Sにおける y 方向回転角に関する回転剛性(解説「(3)回転剛性の計算」参照) [Nmm/rad]

以上より、S1、S２の集成材-鋼板間ビス接合における i 番ビス接合の負担応力は下式で表現される。

$$\text{S1：}\quad p_{(b)S1^i}=\begin{pmatrix} k\left(y_{S1^i}-\overline{y_{S1^i}}\right)\theta_{x_{S1}} \\ -k\left(x_{S1^i}-\overline{x_{S1^i}}\right)\theta_{y_{S1}} \end{pmatrix}+\begin{pmatrix} 0 \\ -k\left(\overline{x_{S1^i}}-X_{S1}\right)\theta_{y_{S1}} \end{pmatrix} \qquad [6.352]$$

$$\text{S2：}\quad p_{(b)S2^i}=\begin{pmatrix} k\left(y_{S2^i}-\overline{y_{S2^i}}\right)\theta_{x_{S2}} \\ -k\left(x_{S2^i}-\overline{x_{S2^i}}\right)\theta_{y_{S2}} \end{pmatrix}+\begin{pmatrix} 0 \\ -k\left(\overline{x_{S2^i}}-X_{S2}\right)\theta_{y_{S2}} \end{pmatrix} \qquad [6.353]$$

⇔

$$\text{S1：}\quad p_{(b)S1^i}=\begin{pmatrix} k\left(y_{S1^i}-\overline{y_{S1^i}}\right)\cdot\left(1+c_S\right)\dfrac{M_{(b)S1_screw}}{K_{yS}} \\ -k\left(x_{S1^i}-\overline{x_{S1^i}}\right)\cdot\dfrac{M_{(b)S1_screw}}{K_{yS}} \end{pmatrix}+\begin{pmatrix} 0 \\ -\dfrac{{}_RQ-{}_LQ}{n_T+2n_S} \end{pmatrix} \qquad [6.354]$$

$$\text{S2：}\quad p_{(b)S2^i}=\begin{pmatrix} k\left(y_{S2^i}-\overline{y_{S2^i}}\right)\cdot\left(1+c_S\right)\dfrac{M_{(b)S2_screw}}{K_{yS}} \\ -k\left(x_{S2^i}-\overline{x_{S2^i}}\right)\cdot\dfrac{M_{(b)S2_screw}}{K_{yS}} \end{pmatrix}+\begin{pmatrix} 0 \\ -\dfrac{{}_RQ-{}_LQ}{n_T+2n_S} \end{pmatrix} \qquad [6.355]$$

以上の応力を用いて、設計用許容せん断耐力を下回ることを確認する。

2)鋼板-鋼板間高力ボルト接合部

本指針では、集成材-集成材間のめり込みによる応力伝達を無視している。つまり、柱梁部材を伝達する応力は、一旦 T あるいは D 材の取りついた鋼板が全て負担し、パネルゾーンの鋼板-鋼板間高力ボルト接合を介して相手側に伝達することとなる。このことから柱梁部材の交差点における全応力を設計応力とする。設計応力に対して、単位高力ボルト接合が負担する応力を算出しすべり耐力に達しないことを確認する。負担応力の算出方法は「鋼構造接合部設計指針」に準ずることとし、ここでは割愛する。以下では、設計応力の算出方法を示す。

①DS について

柱梁部材の交差点は回転ばね入力位置から λ'_D だけ離れた位置にある。負担するせん断力によって回転ばね入力位置に対して曲げモーメントは増大するから、この位置の負担曲げモーメント $M_{_node}$ は下式で表現される。

$$M_{_node} = M + Q \cdot \lambda'_D \qquad [6.356]$$

これを設計用曲げモーメントとする。また、設計用引張力及びせん断力は、回転ばね入力位置のものと同じ N および Q であるとする。

②T2S について

ここでは、逆対称曲げモーメントと対称曲げモーメントの区別なく検討する。柱梁部材の交差点は回転ばね入力位置と同じ位置にある。回転ばねに対して両側から作用する曲げモーメント ${}_LM$ 及び ${}_RM$ は同方向に作用して鋼板-鋼板間を回転させるモーメント $M_{_node}$ となるから、それは下式で表現される。

$$M_{_node} = {}_LM + {}_RM \qquad [6.357]$$

これを設計用曲げモーメントとする。また、回転ばねに対して両側から逆方向に作用する軸力 ${}_LN$ と ${}_RN$ 及びせん断力 ${}_LQ$ と ${}_RQ$ の間に差があることによって鋼板-鋼板間をずれさせる引張力 F_n 、せん断力 F_q となるから、それらは下式で表現される。

$$F_n = {}_LN - {}_RN \qquad [6.358]$$

$$F_n = {}_LQ - {}_RQ \qquad [6.359]$$

これを設計用引張力及びせん断力とする。

3)添板鋼板、4)集成材

曲げ応力度、軸応力度、せん断応力度それぞれについて最大応力度を算出し設計用許容耐力を超えないことを確認する。尚、主応力方向が等しい曲げ応力度と軸応力度は複合して、異なるせん断応力度は単独で検討する。以下では、各最大応力度の算出を示す。

①DS について

a)曲げ応力度

まず、集成材について示す。本文の Fig. 6. 7 に示すように、D、S 集成材ともに接合部境界を境にビス接合による鋼板へのモーメント伝達が始まり、木口に向かうにつれ減少し端部で 0 となる。すなわち、各材の負担モーメントは接合部境界位置で最大となる。接合部仕様から D 集成材の負担曲げモーメントが大きくなるため、D 集成材の接合部境界位置の最大曲げモーメントに対して検討を行うこととする。接合部境界位置における曲げモーメントは M_{D_face}、既にみた剛心位置における負担曲げモーメント M_{D_screw} (式[6.277]参照)及びせん断力 Q_D (式[6.268]参照)を用いて、D 集成材-鋼板間ビス接合剛心位置から λ_D だけずれていることから、下式で表現される。

$$M_{D_face} = M_{D_screw} - Q_D \cdot \lambda_D \qquad [6.360]$$

これより、D 集成材の設計用曲げ応力度 σ_{b_glulam} は下式で表現される。

$$\sigma_{b_glulam} = \frac{M_{D_face}}{Z_{wn}} \qquad [6.361]$$

ここで、Z_{wn} は集成材 1 枚の座彫り孔の欠損を考慮した正味断面係数を示すが、接合部境界最近傍の座彫り孔欠損部の断面位置のものとする。

次に、添板鋼板について示す。本文の Fig. 6. 7 に示すように、PLD の負担曲げモーメントは、合せ区間では D、S からの応力伝達によって増大するが、パネルゾーンでは高力ボルト接合を介して相手側鋼板に応力伝達するため減少する。このことから、鋼板の負担曲げモーメントが最大となるのは合せ区間とパネルゾーンの境界となる。この位置において、S は木口面が位置しその負担モーメントは 0 であるため、外力による曲げモーメントを負担しているのは D と PLD である。つまり、S 木口面位置において、外力による曲げモーメントから D の負担モーメントを差し引いた分が、鋼板の負担する最大曲げモーメントとなる。S 木口面位置における外力による曲げモーメント $M_{_face2}$ は、回転ばね入力位置の負担曲げモーメント M 及びせん断力 Q を用いて、入力位置から $\lambda_D - l_S$ だけずれていることから、下式から表現される。

$$M_{_face2} = M - Q \cdot \left(\lambda_D - l_S \right) \qquad [6.362]$$

但し、l_S は S の接合部長さを示すため厳密にいえば接合部境界から木口面までの距離には足りない。しかし、ほぼ同程度であることから、ここでは単純化のため代用することとする。一方、S 木口面における D 集成材の負担曲げモーメント M_{D_face2} は、接合部境界位置と木口面位置を直線すれば下式で算出できる。

$$M_{D_face2} = \frac{l_D - l_S}{l_D} M_{D_face} \qquad [6.363]$$

D に対する S の接合部長さ率 $v_{DS} = l_S / l_D$ を用いて整理すれば下式で表現される。

$$M_{D_face2} = \left(1 - v_{DS} \right) M_{D_face} \qquad [6.364]$$

以上より、鋼板の最大曲げモーメント M_{PLD} は下式で表現できる。

$$M_{PLD} = M_{_face2} - M_{D_face2}$$

⇔

$$M_{PLD} = M_{_face2} - \left(1 - v_{DS}\right) M_{D_face} \quad [6.365]$$

これより、鋼板の設計用曲げ応力度 σ_{b_steel} は下式で表現される。尚、算出に用いる鋼板の断面係数は、全断面有効とした Z_s を用いる。

$$\sigma_{b_steel} = \frac{M_{PLD}}{Z_s} \quad [6.366]$$

b)せん断応力度

まず、集成材について示す。曲げモーメントの伝達によって生じるパネルシアーについて検討する。D、S 集成材に生じるパネルシアーは、集成材-鋼板間ビス接合の負担モーメントのうち y 方向応力によるモーメントの伝達によって生じる。すなわち、D、S 各材に生じる最大せん断応力度 $\sigma_{s_D_glulam}$ 及び $\sigma_{s_S_glulam}$ は下式で表現される。基本的な考え方や算出方法は、純曲げ時と同様であり「(4)降伏曲げモーメントの計算 4)集成材のパネルシアー」において詳述しているため、ここでは式[6.192]及び式[6.193]を用いて結果のみ示す。

$$\sigma_{s_D_glulam} = \frac{1.5 w_D}{A_{wns_D} l_D} M_{D_screw} \quad [6.367]$$

$$\sigma_{s_S_glulam} = \frac{1.5 w_S}{A_{wns_S} l_S} M_{S_screw} \quad [6.368]$$

ここで、

w_X ：$X(X=D,S)$の集成材-鋼板間ビス接合の全負担モーメントに対する y 方向応力によるモーメント比

l_X ：$X(X=D,S)$の接合部長さ [mm]

A_{wns_X} ：$X(X=D,S)$のパネルシアー検定用の集成材 1 枚の正味断面積(式[6.200]参照) [mm^2]

この両者の中、大きい方を集成材の設計用せん断応力度 σ_{s_glulam} とする。

次に、添板鋼板について示す。集成材同様曲げモーメントの伝達によって生じるパネルシアーについて、曲げモーメント負担の大きい PLD に対して検討する。既にみたように、鋼板に生じる曲げモーメントは、S 木口面位置において最大をとり、両端部においては 0 となる分布を描く。Fig. 6. 20 に示すように、この間を直線補間したモーメント分布を定義して、このモーメント分布に一致するようなせん断力分布を仮定する。合せ区間及びパネルゾーンにおけるせん断力を $Q_{1_{DS}}$ 及び $Q_{2_{DS}}$ とおけば下式で表現される。

$$Q_{1_{DS}} = \frac{M_{PLD}}{l_S} \quad [6.369]$$

$$Q_{2_{DS}} = \frac{M_{PLD}}{l_D - l_S} \quad [6.370]$$

この両者のうち、大きい方を設計応力として、それは区間の長さの短い方である。すなわち、鋼板の設計用せん断応力度 σ_{s_steel} は下式で表現される。尚、鋼板の断面積は全断面有効とした断面積 A_s を用いる。

$$\sigma_{s_steel} = \frac{1.5 M_{PLD}}{\min[l_S, l_D - l_S] \cdot A_s} \quad [6.371]$$

本文では、D に対する S の接合部長さ率 $v_{DS} = l_S / l_D$ を用いて整理している。

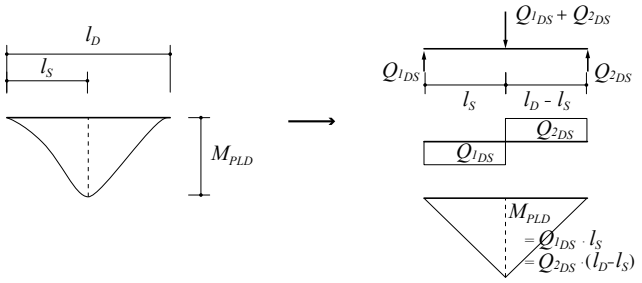


Fig. 6. 20　DS の鋼板負担せん断力

c)軸応力度

集成材、鋼板ともに安全側として 1 枚が全軸力を負担したものとして算出することとする。すなわち、集成材及び鋼板の設計用軸方向応力度 σ_{n_glulam} 及び σ_{n_steel} は下式で算出される。尚、算出に用いる断面積に関し、集成材は曲げ応力が最大となる境界最近傍の座彫り孔欠損部の断面位置の断面積 A_{wn}、鋼板は全断面有効とした断面積 A_s とする。

$$\sigma_{n_glulam} = \frac{N}{A_{wn}} \qquad [6.372]$$

$$\sigma_{n_steel} = \frac{N}{A_s} \qquad [6.373]$$

②T2S(a)逆対称曲げモーメント負担時について

接合部仕様及び応力状態の対称性より、接合部を挟んで両側の応力分布は一致するため、S1 側と S2 側で区別なく扱うこととする。

a)曲げ応力度

まず、集成材について示す。基本的に DS と同様の考えに基づく。本文の Fig. 6. 7 に示すように、T、S 1 、S 2 集成材ともに接合部境界を境にビス接合による鋼板へのモーメント伝達が始まり、木口に向かうにつれ減少し端部で 0 となる。すなわち、各材の負担モーメントは接合部境界位置で最大となる。接合部仕様から T 集成材の負担曲げモーメントが大きくなるため、T 集成材の接合部境界位置の最大曲げモーメントに対して検討を行うこととする。尚、接合部境界位置における曲げモーメント $M_{(a)T_face}$ は、既にみた剛心位置における負担曲げモーメント $M_{(a)T_screw}$ (式[6.304]参照)及びせん断力 $Q_{(a)T}$ (式[6.309]参照)を用いて、T 集成材-鋼板間ビス接合剛心位置から λ_T だけずれている分せん断力 $Q_{(a)T}$ によってモーメントが減少することと $M_{(a)T_screw}$ が両側の部材に等しく同方向の逆対称曲げモーメントとして割り振られることから、下式で表現される。

$$M_{(a)T_face}=\frac{M_{(a)T_screw}}{2}-Q_{(a)T}\cdot\lambda_T \qquad [6.374]$$

これより、T 集成材の設計用曲げ応力度 $\sigma_{(a)b_glulam}$ は下式で表現される。

$$\sigma_{(a)b_glulam}=\frac{M_{(a)T_face}}{Z_{wn}} \qquad [6.375]$$

ここで、Z_{wn} は集成材 1 枚の座彫り孔の欠損を考慮した正味断面係数を示すが、接合部境界最近傍の座彫り孔欠損部の断面位置のものとする。

次に、添板鋼板について示す。本文の Fig. 6. 7 に示すように、PLT の負担曲げモーメントは、合せ区間では T、S1、S2 からの応力伝達によって増大するが、パネルゾーンでは高力ボルト接合を介して相手側鋼板に応力伝達するため減少する。このことから、鋼板の負担曲げモーメントが最大となるのは合せ区間とパネルゾーンの境界となる。この位置において、S1、S2 は木口面が位置しその負担モーメントは 0 であるため、外力による曲げモーメントを負担しているのは T と PLT である。つまり、S1、S2 木口面位置において、外力による曲げモーメントから T の負担モーメントを差し引いた分が、鋼板の負担する最大曲げモーメントとなる。S1、S2 木口面位置における外力による曲げモーメント $M_{(a)_face2}$ は、回転ばね入力位置の曲げモーメント ${}_LM+{}_RM$ 及びせん断力 $({}_LQ+{}_RQ)/2$ を用いて、入力位置から λ_T-l_S だけずれている分せん断力 $({}_LQ+{}_RQ)/2$ によってモーメントが減少することと ${}_LM+{}_RM$ が両側の部材に等しく同方向の逆対称曲げモーメントとして割り振られることから、下式で表現される。

$$M_{(a)_face2}=\frac{{}_LM+{}_RM}{2}-\frac{{}_LQ+{}_RQ}{2}\cdot\left(\lambda_T-l_S\right) \qquad [6.376]$$

但し、l_s は S1、S2 の接合部長さを示すため厳密にいえば接合部境界から木口面までの距離には足りない。しかし、ほぼ同程度であることから、ここでは単純化のため代用することとする。一方、S1、S2 木口面における T 集成材の負担曲げモーメントは、接合部境界位置と木口面位置を直線すれば下式で算出できる。

$$M_{(a)T_face2}=\frac{l_T/2-l_S}{l_T/2}\cdot M_{(a)T_face} \qquad [6.377]$$

T に対する S1、S2 の接合部長さ率 $v_{T2S}=2l_S/l_T$ を用いて整理すれば下式で表現される。

$$M_{(a)T_face2}=\left(1-v_{T2S}\right)\cdot M_{(a)T_face} \qquad [6.378]$$

以上より、鋼板の最大曲げモーメント $M_{(a)PLT}$ は下式で表現できる。

$$M_{(a)PLT} = M_{(a)_face2} - M_{(a)T_face2}$$

⇔

$$M_{PLT} = M_{(a)_face2} - \left(1 - v_{T2S}\right) \cdot M_{(a)T_face} \quad [6.379]$$

これより、鋼板の設計用曲げ応力度 $\sigma_{(a)b_steel}$ は下式で表現される。尚、算出に用いる鋼板の断面係数は、全断面有効とした断面係数 Z_s を用いる。

$$\sigma_{(a)b_steel} = \frac{M_{(a)PLT}}{Z_s} \quad [6.380]$$

b)せん断応力度

まず、集成材について示す。曲げモーメントの伝達によって生じるパネルシアーについて検討する。T、S1、S2 集成材に生じるパネルシアーは、集成材-鋼板間ビス接合の負担モーメントのうち y 方向応力によるモーメントの伝達によって生じる。すなわち、T、S1、S2 各材に生じる最大せん断応力度 $\sigma_{(a)s_T_glulam}$ 及び $\sigma_{(a)s_S_glulam}$ は下式で表現される。基本的な考え方や算出方法は、純曲げ時と同様であり「(4)降伏曲げモーメントの計算 4)集成材のパネルシアー」において詳述しているため、ここでは式[6.192]及び式[6.193]における諸変数を DS から T2S のものに変更した結果のみ示す。

$$\sigma_{(a)s_T_glulam} = \frac{1.5w_T}{A_{wns_T} l_T} M_{(a)T_screw} \quad [6.381]$$

$$\sigma_{(a)s_S_glulam} = \frac{1.5w_S}{A_{wns_S} l_S} M_{(a)S_screw} \quad [6.382]$$

ここで、

w_X ：$X(X=T,S)$の集成材-鋼板間ビス接合の全負担モーメントに対する y 方向応力によるモーメント比

l_X ：$X(X=T,S)$の接合部長さ [mm]

A_{wns_X} ：$X(X=T,S)$のパネルシアー検定用の集成材 1 枚の正味断面積(式[6.200]参照) [mm^2]

この両者の中、大きい方を集成材の設計用せん断応力度 $\sigma_{(a)s_glulam}$ とする。

次に、添板鋼板について示す。集成材同様曲げモーメントの伝達によって生じるパネルシアーについて、曲げモーメント負担の大きい PLT に対して検討する。既にみたように、鋼板に生じる曲げモーメントは、S1、S2 木口面位置において最大をとり、T の集成材-鋼板間ビス接合剛心位置及び両端部においては 0 となる分布を描く。Fig. 6. 21 に示すように、この間を直線補間したモーメント分布を定義して、このモーメント分布に一致するようなせん断力分布を仮定する。合せ区間及びパネルゾーンにおけるせん断力を $Q_{1_{T2S(a)}}$ 及び $Q_{2_{T2S(a)}}$ とおけば下式で表現される。

$$Q_{1_{T2S(a)}} = \frac{M_{(a)PLT}}{l_S} \quad [6.383]$$

$$Q_{2_{T2S(a)}} = \frac{M_{(a)PLT}}{l_T/2 - l_S} \quad [6.384]$$

この両者のうち、大きい方を設計応力として、それは区間の長さの短い方である。すなわち、鋼板の設計用せん断応力度 $\sigma_{(a)s_steel}$ は下式で表現される。尚、鋼板の断面積は全断面有効とした断面積 A_s を用いる。

$$\sigma_{(a)s_steel} = \frac{1.5M_{(a)PLT}}{\min[l_S, l_T/2 - l_S] \cdot A_s} \qquad [6.385]$$

本文では、T に対する S の接合部長さ率 $v_{T2S} = 2l_S / l_T$ を用いて整理している。

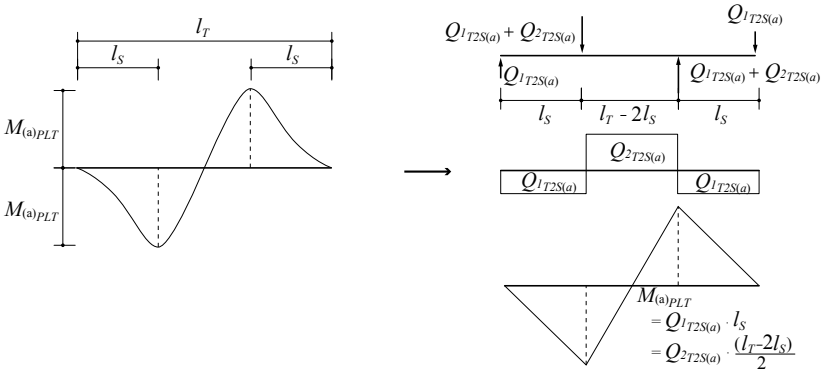


Fig. 6. 21　T2S(a)逆対称曲げモーメント負担時の鋼板負担せん断力

c)軸応力度

集成材、鋼板ともに安全側として 1 枚が全軸力を負担したものとして算出することとする。軸力は接合部を挟んで両側に発生するが、そのうち大きい方を用いて集成材及び鋼板の設計用軸方向応力度 $\sigma_{(a)n_glulam}$ 及び $\sigma_{(a)n_steel}$ を算出する。すなわち下式となる。尚、算出に用いる断面積に関し、集成材は曲げ応力が最大となる境界最近傍の座彫り孔欠損部の断面位置の断面積 A_{wn} 、鋼板は全断面有効とした断面積 A_s とする。

$$\sigma_{(a)n_glulam} = \frac{\max\left[{}_LN, {}_RN\right]}{A_{wn}} \qquad [6.386]$$

$$\sigma_{(a)n_steel} = \frac{\max\left[{}_LN, {}_RN\right]}{A_s} \qquad [6.387]$$

③T2S(b)対称曲げモーメント負担時について

接合部仕様及び応力状態の対称性より、接合部を挟んで両側の応力について、分布は y 軸対称で大きさは左右で同じため、S2 側すなわち $x \geq \overline{x_{T}{}^{i}}$ について考える。

a)曲げ応力度

まず、集成材について示す。負担モーメントの大きい T 集成材について検討する。このとき、式[6.240]によって求められる対称曲げモーメント分布の最大値を設計応力とする。式[6.240]は位置 x の 3 次関数によって下式のように表現される。このとき逆対称曲げモーメントの座標と統一するため $x \to x-\overline{x_{T}{}^{i}}$ としていることに注意する。

$$M_T(x)=\begin{pmatrix} -\frac{1}{3}\beta\left(\frac{16}{7}M_{T_face}+Q_{T_face}\cdot\lambda_T\right) \\ \left(\frac{24}{21}\beta\cdot M_{T_face}-\frac{1-\beta}{2}Q_{T_face}\cdot\lambda_T\right) \\ 0 \\ \left(1-\frac{8}{21}\beta\right)M_{T_face}+\frac{1}{2}\left(1-\frac{1}{3}\beta\right)Q_{T_face}\cdot\lambda_T \end{pmatrix}^{t}\begin{pmatrix} \left(\frac{x-\overline{x_{T}{}^{i}}}{\lambda_T}\right)^3 \\ \left(\frac{x-\overline{x_{T}{}^{i}}}{\lambda_T}\right)^2 \\ \left(\frac{x-\overline{x_{T}{}^{i}}}{\lambda_T}\right) \\ 1 \end{pmatrix} \quad [6.388]$$

上式を 1 回微分して整理すれば下式を得る。

$$\frac{dM_T(x)}{dx}=-\beta\left(\frac{16}{7}M_{T_face}+Q_{T_face}\cdot\lambda_T\right)\left(\frac{x-\overline{x_{T}{}^{i}}}{\lambda_T}\right)\left\{\frac{x-\overline{x_{T}{}^{i}}}{\lambda_T}-\left(1-\omega^{-1}\right)\right\} \quad [6.389]$$

ここで、

$$\omega=\beta\left(\frac{16}{7\lambda_T}\frac{M_{T_face}}{Q_{T_face}}+1\right) \quad [6.390]$$

接合部負方向境界 $x-\overline{x_{T}{}^{i}}=0$ 及び正方向境界 $x-\overline{x_{T}{}^{i}}=\lambda_T$ におけるモーメントは下式で表現される。

$$M_T(\overline{x_{T}{}^{i}})=\left(1-\frac{8}{21}\beta\right)M_{T_face}+\frac{1}{2}\left(1-\frac{1}{3}\beta\right)Q_{T_face}\cdot\lambda_T \quad [6.391]$$

$$M_T(\overline{x_{T}{}^{i}}+\lambda_T)=M_{T_face} \quad [6.392]$$

極値点は以下の 2 つである。

$$x-\overline{x_{T}{}^{i}}=0,\lambda_T\left(1-\omega^{-1}\right) \quad [6.393]$$

極値点の 1 つは $x-\overline{x_{T}{}^{i}}=0$ で接合部負方向境界と一致し固定であるが、$x-\overline{x_{T}{}^{i}}=\lambda_T(1-\omega^{-1})$ は接合部正方向境界位置に作用する曲げモーメントとせん断力の割合 M_{T_face}/Q_{T_face} によって変動する。以下では、この極値の変動を場合分けし、最大値を導出する。但し、以下の場合分けの前提として、β(式[6.236]参照)は実用上想定しうる仕様の範囲で $\beta \leq 1$ 以下となるように限定しているため、これを超えるような場合は別途検討する必要がある。尚、$\beta \geq 1$ となるような場合とは、母材剛性に対して接合剛性が著しく高いような場合、すなわち、集成材強度に対してビスを過度に密に配置した場合であり、合理的な設計とは言えないため、避けることが望ましい。

A) $Q_{T_face}=0$ の場合

このとき、式[6.388]、式[6.389]は以下のように整理できる。

$$M_T(x)=-\frac{1}{3}\beta\cdot\frac{16}{7}M_{T_face}\cdot\left(\frac{x-\overline{x_{T^i}}}{\lambda_T}\right)^3+\frac{24}{21}\beta\cdot M_{T_face}\cdot\left(\frac{x-\overline{x_{T^i}}}{\lambda_T}\right)^2+\left(1-\frac{8}{21}\beta\right)M_{T_face} \quad [6.394]$$

$$\frac{dM_T(x)}{dx}=-\beta\cdot\frac{16}{7\lambda_T}M_{T_face}\cdot\left(\frac{x-\overline{x_{T^i}}}{\lambda_T}\right)\left\{\frac{x-\overline{x_{T^i}}}{\lambda_T}-1\right\} \quad [6.395]$$

極値点は以下の２つとなる。

$$x-\overline{x_{T^i}}=0,\lambda_T \quad [6.396]$$

$M_{T_face}>0$ のとき、$M=M_T(x)$ の３次項は負の係数を持つ。接合部境界のモーメントについて下式を得る。

$$M_T(\overline{x_{T^i}})=\left(1-\frac{8}{21}\beta\right)M_{T_face}>0\ (\because\beta<1) \quad [6.397]$$

$$M_T(\overline{x_{T^i}}+\lambda_T)=M_{T_face}>0 \quad [6.398]$$

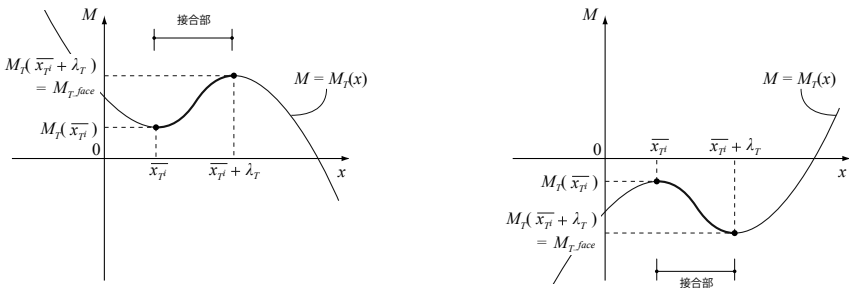
$M_{T_face}<0$ のとき、$M=M_T(x)$ の３次項は正の係数を持つ。接合部境界のモーメントについて下式を得る。

$$M_T(\overline{x_{T^i}})=\left(1-\frac{8}{21}\beta\right)M_{T_face}<0\ (\because\beta<1) \quad [6.399]$$

$$M_T(\overline{x_{T^i}}+\lambda_T)=M_{T_face}<0 \quad [6.400]$$

以上より、モーメント分布は Fig. 6. 22 に示す通りとなる。これより、設計応力 $M_{(b)T_\max}$ は下式で表現される。

$$M_{(b)T_\max}=\left|M_{T_face}\right| \quad [6.401]$$



(i) $M_{T_face}>0$　　(ii) $M_{T_face}<0$

Fig. 6. 22　A)の対称曲げモーメント分布

B) $Q_{T_face} \neq 0$ 且つ $\lambda_T(1-\omega^{-1}) > \lambda_T$ のとき

これは、変動する極値点が接合部正方向境界 $x-\overline{x_{T^i}}=\lambda_T$ の外側にあるときである。この条件となるのは $\omega<0$ であるから以下のように M_{T_face}/Q_{T_face} についての条件式を得る。

$$\omega=\beta\left(\frac{16}{7\lambda_T}\frac{M_{T_face}}{Q_{T_face}}+1\right)<0$$

$\Leftrightarrow$

$$\frac{M_{T_face}}{Q_{T_face}}<-\frac{7}{16}\lambda_T \qquad [6.402]$$

$Q_{T_face}>0$ のとき、 $M_{T_face}<0$ であり、以下のように整理される。

$$\frac{16}{7}M_{T_face}+Q_{T_face}\cdot\lambda_T<0 \qquad [6.403]$$

すなわち、式[6.388]における $M=M_T(x)$ の 3 次項は正の係数を持つ。いま、式[6.391]に関して下式を得る。

$$Q_{T_face}\cdot\lambda_T=\frac{2}{1-\frac{1}{3}\beta}\cdot\left\{M_T(\overline{x_{T^i}})-\left(1-\frac{8}{21}\beta\right)M_{T_face}\right\} \qquad [6.404]$$

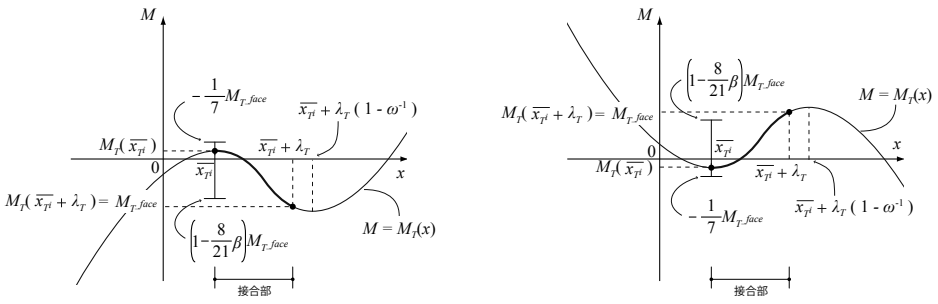
上式を用いて、 $Q_{T_face}>0$ 及び式[6.403]の条件より、接合部負方向境界位置 $x-\overline{x_{T^i}}=0$ の曲げモーメント $M_T(\overline{x_{T^i}})$ は以下の範囲に在ることがわかる。

$$\left(1-\frac{8}{21}\beta\right)M_{T_face}<M_T(\overline{x_{T^i}})<-\frac{1}{7}M_{T_face} \qquad [6.405)$$

$Q_{T_face}<0$ のときについても同様にすれば、モーメント分布は Fig. 6. 23 に示す通りとなる。つまり、$M_T(\overline{x_{T^i}})$ は接合部正方向境界の曲げモーメント $M_T(\overline{x_{T^i}}+\lambda_T)=M_{T_face}$ よりも大きくなることはない。

これより、設計応力 $M_{(b)T_\max}$ は下式で表現される。

$$M_{(b)T_\max}=\left|M_{T_face}\right| \qquad [6.406)$$



(i) $Q_{T_face}>0$ (ii) $Q_{T_face}<0$

Fig. 6. 23 B)の対称曲げモーメント分布

C) $Q_{T_face} \neq 0$ 且つ $0 \le \lambda_T(1-\omega^{-1}) \le \lambda_T$ のとき

これは、変動する極値点が両端の接合部境界の内側にあるときである。この条件となるのは $\omega \ge 1$ であるから以下のように M_{T_face}/Q_{T_face} についての条件式を得る。

$$\omega = \beta\left(\frac{16}{7\lambda_T}\frac{M_{T_face}}{Q_{T_face}}+1\right) \ge 1$$

$\Leftrightarrow$

$$\frac{M_{T_face}}{Q_{T_face}} \ge \left(\frac{1}{\beta}-1\right)\frac{7}{16}\lambda_T \qquad [6.407)$$

$Q_{T_face} > 0$ のとき、 $M_{T_face} > 0$ であり、以下のように整理される。

$$\frac{16}{7}M_{T_face}+Q_{T_face}\cdot\lambda_T \ge \frac{1}{\beta}\cdot Q_{T_face}\cdot\lambda_T \qquad [6.408)$$

すなわち、式[6.388]における $M = M_T(x)$ の 3 次項は負の係数を持つ。いま、式[6.391]に関して下式を得る。

$$Q_{T_face}\cdot\lambda_T = \frac{2}{1-\beta/3}\cdot\left\{M_T(\overline{x_{Ti}})-\left(1-\frac{8}{21}\beta\right)M_{T_face}\right\} \qquad [6.409)$$

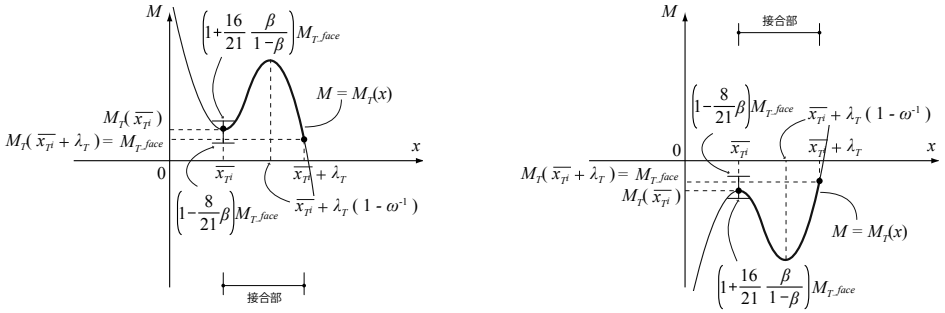
上式を用いて、 $Q_{T_face} > 0$ 及び式[6.408]の条件より、接合部負方向境界位置 $x-\overline{x_{Ti}}=0$ の曲げモーメント $M_T(\overline{x_{Ti}})$ は以下の範囲に在ることがわかる。

$$\left(1-\frac{8}{21}\beta\right)M_{T_face} < M_T(\overline{x_{Ti}}) \le \left(1+\frac{16}{21}\cdot\frac{\beta}{1-\beta}\right)M_{T_face} \qquad [6.410]$$

$Q_{T_face} < 0$ のときについても同様にすれば、モーメント分布は Fig. 6. 24 に示す通りとなる。

いずれの場合も、変動する極値点 $x-\overline{x_{Ti}} = \lambda_T(1-\omega^{-1})$ でモーメントが最大となるから、設計応力 $M_{(b)T_\max}$ は下式で表現される。

$$M_{(b)T_\max} = \left|M_T(x_{Ti}+\lambda_T\left(1-\omega^{-1}\right))\right| \qquad [6.411]$$



(i) $Q_{T_face} > 0$ (ii) $Q_{T_face} < 0$

Fig. 6. 24 B)(ii) $0 < \lambda_T\left(1-\omega^{-1}\right) < \lambda_T$ の対称曲げモーメント分布

D) $Q_{T_face} \neq 0$ 且つ $\lambda_T(1-\omega^{-1}) < 0$ のとき

これは、変動する極値点が固定の極値点よりも負方向側にあり接合部境界の外側にあるときである。この条件となるのは $0 < \omega < 1$ であるから以下のように M_{T_face}/Q_{T_face} についての条件式を得る。

$$0 < \omega = \beta\left(\frac{16}{7\lambda_T}\frac{M_{T_face}}{Q_{T_face}} + 1\right) < 1$$

⇔

$$-\frac{7}{16}\lambda_T < \frac{M_{T_face}}{Q_{T_face}} < \left(\frac{1}{\beta} - 1\right)\frac{7}{16}\lambda_T \qquad [6.412]$$

$Q_{T_face} > 0$ のとき、以下のように整理される。

$$0 < \frac{16}{7}M_{T_face} + Q_{T_face}\cdot\lambda_T < \frac{1}{\beta}\cdot Q_{T_face}\cdot\lambda_T \qquad [6.413]$$

すなわち、式[6.388]における $M = M_T(x)$ の 3 次項は負の係数を持ち、極値点の位置関係に注意すれば接合部において減少関数となる。よって、接合部境界位置での曲げモーメントの大小は符号付きで必ず以下の関係式を得る。

$$M_T(\overline{x_{Ti}}) > M_T(\overline{x_{Ti}} + \lambda_T) = M_{T_face} \qquad [6.414]$$

このとき、設計応力が $M_T(\overline{x_{Ti}})$ となるのは以下の条件を満たすときである。

$$M_T(\overline{x_{Ti}}) \geq -M_{T_face} \qquad [6.415]$$

いま、式[6.391]を用いて整理すれば下式を得る。

$$\left(1 - \frac{8}{21}\beta\right)M_{T_face} + \frac{1}{2}\left(1 - \frac{1}{3}\beta\right)Q_{T_face}\cdot\lambda_T \geq -M_{T_face} \qquad [6.416]$$

⇔

$$\frac{M_{T_face}}{Q_{T_face}} \geq -\left(1 - \frac{9}{21-4\beta}\right)\cdot\frac{7}{16}\lambda_T \qquad [6.417]$$

式[6.412]と併せれば、設計応力が $M_T(\overline{x_{Ti}})$ となる条件は以下の通りである。

$$-\left(1 - \frac{9}{21-4\beta}\right)\cdot\frac{7}{16}\lambda_T \leq \frac{M_{T_face}}{Q_{T_face}} < \left(\frac{1}{\beta} - 1\right)\frac{7}{16}\lambda_T \qquad [6.418]$$

同様に、設計応力が $M_T(\overline{x_{Ti}} + \lambda_T) = M_{T_face}$ となるのは以下の条件を満たすときである。

$$-\frac{7}{16}\lambda_T < \frac{M_{T_face}}{Q_{T_face}} < -\left(1 - \frac{9}{21-4\beta}\right)\cdot\frac{7}{16}\lambda_T \qquad [6.419]$$

$Q_{T_face} < 0$ のときについても同様であるため割愛する。

E) $Q_{T_face} \neq 0$ 且つ $\omega = 0$ のとき

式[6.388]における $M = M_T(x)$ の 3 次項の係数は 0 となるため、2 次関数となる。このとき下式を得る。

$$\omega = \beta\left(\frac{16}{7\lambda_T}\frac{M_{T_face}}{Q_{T_face}} + 1\right) = 0$$

⇔

$$\frac{M_{T_face}}{Q_{T_face}} = -\frac{7}{16}\lambda_T \qquad [6.420]$$

上式を用いて式[6.388]を整理すれば下式を得る。

$$M_T(x) = \frac{8}{7}\left\{\left(\frac{x-\overline{x_{T}{}^{i}}}{\lambda_{T}{}^{i}}\right)^2 - \frac{1}{8}\right\}M_{T_face} \qquad [6.421]$$

上式について、極値点は接合部負方向境界 $x - \overline{x_{T}{}^{i}} = 0$ であり、接合部において接合部正方向境界の曲げモーメント M_{T_face} の符号によって単調減少または単調増加になる。つまり、両境界位置における曲げモーメントの絶対値の大きい方が設計応力となる。接合部負方向境界の曲げモーメントは $M_T(\overline{x_{T}{}^{i}}) = -M_{T_face}/7$ であるから、接合部正方向境界の曲げモーメント $M_T(\overline{x_{T}{}^{i}} + \lambda_T) = M_{T_face}$ の方が大きく、これが設計応力となる。

以上 A)～E)を纏めると以下の通りである。

$$\begin{cases}
\text{(i)} \quad Q_{T_face} = 0 \text{ のとき} & M_{(b)T_\max} = \left|M_{T_face}\right| \\
\text{(ii)} \quad \dfrac{M_{T_face}}{Q_{T_face}} \le g_1 \text{ のとき} & M_{(b)T_\max} = \left|M_{T_face}\right| \\
\text{(iii)} \quad g_1 < \dfrac{M_{T_face}}{Q_{T_face}} < g_2 \text{ のとき} & M_{(b)T_\max} = \left|M_T(\overline{x_{T}{}^{i}})\right| \\
\text{(iv)} \quad g_2 \le \dfrac{M_{T_face}}{Q_{T_face}} \text{ のとき} & M_{(b)T_\max} = \left|M_T(\overline{x_{T}{}^{i}} + \lambda_T\left(1-\omega^{-1}\right))\right|
\end{cases}$$

ここで、

$$g_1 = -\left(1 - \frac{9}{21-4\beta}\right)\cdot\frac{7}{16}\lambda_T \qquad [6.422]$$

$$g_2 = \left(\frac{1}{\beta} - 1\right)\cdot\frac{7}{16}\lambda_T \qquad [6.423]$$

これより、T 集成材の設計用曲げ応力度 $\sigma_{(b)b_glulam}$ は下式で表現される。

$$\sigma_{(b)b_glulam} = \frac{M_{(b)T_\max}}{Z_{wn}} \qquad [6.424]$$

ここで、Z_{wn} は集成材 1 枚の座彫り孔の欠損を考慮した正味断面係数を示すが、最大応力の発生位置が変動することは無視し、単純化のため逆対称曲げモーメント負担時と同様接合部境界最近傍の座彫り孔欠損部の断面位置のものとする。

次に、添板鋼板について示す。本文の Fig. 6. 8 に示すように、PLT の負担曲げモーメントは、合せ区間において T、S1、S2 からの応力伝達によって増大し、パネルゾーンでは T 集成材から僅かに伝達する。y 軸に対称な応力分布を仮定しているため、回転ばね入力位置において鋼板は最大曲げモーメントを負担すると考えられる。この位置において、外力による曲げモーメントを負担しているのは T 集成材と PLT である。言い換えれば、PLT の負担曲げモーメントは外力による曲げモーメントから T 集成材の負担分を除いたものである。すなわち、下式で表現される。

$$M_{(b)PLT} = \frac{{}_{R}M - {}_{L}M}{2} - M_T(\overline{x_{T^i}}) \tag{6.425}$$

これより、鋼板の設計用曲げ応力度 $\sigma_{(b)b_steel}$ は下式で表現される。尚、算出に用いる鋼板の断面係数は、全断面有効とした断面係数 Z_s を用いる。

$$\sigma_{(b)b_steel} = \frac{M_{(b)PLT}}{Z_s} \tag{6.426}$$

以上は S2 側($x \geq \overline{x_{T^i}}$)についてである。S1 側($x \leq \overline{x_{T^i}}$)についても同様であるため、ここでは割愛する。

b)せん断応力度

まず、集成材について示す。T 側と S1、S2 側でそれぞれ算出し、大きい方を設計応力とする。S1、S2 側は逆対称曲げモーメント負担時と同様に曲げモーメントの伝達によって生じるパネルシアーを設計応力とする。T 側は、式[6.241]によって求められる対称曲げモーメント負担時のせん断力分布における最大値を設計応力とする。

まず、S1、S2 側については、逆対称曲げモーメント負担時と同様であるため、以下に結果のみ示す。

$$\sigma_{(a)s_S_glulam} = \frac{1.5 w_S}{A_{wns_S} l_S} M_{(b)S_screw} \tag{6.427}$$

ここで、

w_S ：S の集成材-鋼板間ビス接合の全負担モーメントに対する y 方向応力によるモーメント比

l_S ： S の接合部長さ [mm]

A_{wns_S} ：S のパネルシアー検定用の集成材 1 枚の正味断面積(式[6.200]参照) [mm^2]

次に、T 集成材について示す。対称曲げモーメント負担時のせん断力分布に関して、位置 x の 2 次関数によって下式のように表現される。このせん断力分布はこのとき逆対称曲げモーメントの座標と統一するため $x \to x - \overline{x_{T^i}}$ としていることに注意する。

$$Q_T(x) = \beta\left(\frac{16}{7} M_{T_face} + Q_{T_face} \cdot \lambda_T\right)\left(\frac{x - \overline{x_{T^i}}}{\lambda_T}\right)\left\{\left(\frac{x - \overline{x_{T^i}}}{\lambda_T}\right) - \left(1 - \omega^{-1}\right)\right\} \tag{6.428}$$

接合部負方向境界 $x - \overline{x_{T^i}} = 0$ 及び正方向境界 $x - \overline{x_{T^i}} = \lambda_T$ におけるせん断力は下式で表現される。

$$Q_T(\overline{x_{T^i}}) = 0 \tag{6.429}$$

$$Q_T(\overline{x_{T^i}} + \lambda_T) = Q_{T_face} \tag{6.430}$$

極値点は下式で表現される。

$$x - \overline{x_{T^i}} = \left(1 - \omega^{-1}\right)\lambda_T / 2 \tag{6.431}$$

曲げ応力度算定時と同様にして、接合部正方向境界位置に作用する曲げモーメントとせん断力の割合

M_{T_face}/Q_{T_face} によって変動する極値点の位置を場合分けし、最大値を導出する。

A) $Q_{T_face}=0$ の場合

このとき、式[6.428]は以下のように整理できる。

$$Q_T(x)=\beta\cdot\frac{16}{7}M_{T_face}\left(\frac{x-\overline{x_T{}^i}}{\lambda_T}\right)\left\{\left(\frac{x-\overline{x_T{}^i}}{\lambda_T}\right)-1\right\} \quad [6.432]$$

極値点は下式で表現される。

$$x-\overline{x_T{}^i}=\lambda_T/2 \quad [6.433]$$

つまり、接合部内に極値を持つこととなるので設計応力 $Q_{(b)T_\max}$ は下式で算出される。

$$Q_{(b)T_\max}=\left|Q_T(\overline{x_T{}^i}+\lambda_T/2)\right| \quad [6.434]$$

B) $Q_{T_face}\neq 0$ 且つ $\lambda_T(1-\omega^{-1})/2>\lambda_T$ の場合

極値点は接合部正方向境界の外側にある。このとき $-1<\omega<0$ であるから M_{T_face}/Q_{T_face} は以下の条件となる。

$$-1<\omega=\beta\cdot\left(\frac{16}{7\lambda_T}\frac{M_{T_face}}{Q_{T_face}}+1\right)<0$$

⇔

$$-\left(\frac{1}{\beta}+1\right)\frac{7}{16}\lambda_T<\frac{M_{T_face}}{Q_{T_face}}<-\frac{7}{16}\lambda_T \quad [6.435]$$

接合部の範囲内では減少あるいは増加関数となるから、設計応力 $Q_{(b)T_\max}$ は接合部正方向境界において生じる。すなわち、下式で算出される。

$$Q_{(b)T_\max}=\left|Q_T(\overline{x_T{}^i}+\lambda_T)\right|=\left|Q_{T_face}\right| \quad [6.436]$$

C) $Q_{T_face}\neq 0$ 且つ $0\le\lambda_T(1-\omega^{-1})/2\le\lambda_T$ の場合

極値点は接合部内にある。このとき $\omega\le -1$，$1\le\omega$ であるから M_{T_face}/Q_{T_face} は以下の条件となる。

$$\omega=\beta\cdot\left(\frac{16}{7\lambda_T}\frac{M_{T_face}}{Q_{T_face}}+1\right)\le -1,\quad 1\le\omega=\beta\cdot\left(\frac{16}{7\lambda_T}\frac{M_{T_face}}{Q_{T_face}}+1\right)$$

⇔

$$\frac{M_{T_face}}{Q_{T_face}}\le-\left(\frac{1}{\beta}+1\right)\frac{7}{16}\lambda_T,\quad \left(\frac{1}{\beta}-1\right)\frac{7}{16}\lambda_T\le\frac{M_{T_face}}{Q_{T_face}} \quad [6.437]$$

接合部内に極値を持つので設計応力 $Q_{(b)T_\max}$ は下式で算出される。

$$Q_{(b)T_\max}=\left|Q_T(\overline{x_T{}^i}+(1-\omega^{-1})\lambda_T/2)\right| \quad [6.438]$$

D) $Q_{T_face} \neq 0$ 且つ $\lambda_T(1-\omega^{-1})/2 < 0$ の場合

極値点は接合部負方向境界の外側にある。このとき $0 < \omega < 1$ であるから M_{T_face}/Q_{T_face} は以下の条件となる。

$$0 < \omega = \beta \cdot \left(\frac{16}{7\lambda_T} \frac{M_{T_face}}{Q_{T_face}} + 1 \right) < 1$$

⇔

$$-\frac{7}{16}\lambda_T < \frac{M_{T_face}}{Q_{T_face}} < \left(\frac{1}{\beta} - 1 \right) \frac{7}{16}\lambda_T \qquad [6.439]$$

接合部の範囲内では減少あるいは増加関数となるから、設計応力 $Q_{(b)T_\max}$ は接合部正方向境界において生じる。すなわち、下式で算出される。

$$Q_{(b)T_\max} = \left| Q_T(\overline{x_{Ti}} + \lambda_T) \right| = \left| Q_{T_face} \right| \qquad [6.440]$$

E) $Q_{T_face} \neq 0$ 且つ $\omega = 0$ の場合

M_{T_face}/Q_{T_face} は以下の条件となる。

$$\omega = \beta \cdot \left(\frac{16}{7\lambda_T} \frac{M_{T_face}}{Q_{T_face}} + 1 \right) = 0$$

⇔

$$\frac{M_{T_face}}{Q_{T_face}} = -\frac{7}{16}\lambda_T \qquad [6.441]$$

上式を用いて式[6.428]を整理すれば下式を得る。

$$Q_T(x) = \frac{x - \overline{x_{Ti}}}{\lambda_{Ti}} \cdot Q_{T_face} \qquad [6.442]$$

接合部の範囲内では減少あるいは増加関数となるから、設計応力 $Q_{(b)T_\max}$ は接合部正方向境界において生じる。すなわち、下式で算出される。

$$Q_{(b)T_\max} = \left| Q_T(\overline{x_{Ti}} + \lambda_T) \right| = \left| Q_{T_face} \right| \qquad [6.443]$$

以上 A)～E)を纏めると以下の通りである。

$$\begin{cases} (\mathrm{i}) \quad Q_{T_face} = 0 \text{ のとき} & Q_{(b)T_\max} = \left| Q_T(\overline{x_{Ti}} + \lambda_T/2) \right| \\ (\mathrm{ii}) \quad g_3 < \dfrac{M_{T_face}}{Q_{T_face}} < g_2 \text{ のとき} & Q_{(b)T_\max} = \left| Q_{T_face} \right| \\ (\mathrm{iii}) \quad \dfrac{M_{T_face}}{Q_{T_face}} \leq g_3,\ g_4 \leq \dfrac{M_{T_face}}{Q_{T_face}} \text{ のとき} & Q_{(b)T_\max} = \left| Q_T(\overline{x_{Ti}} + (1-\omega^{-1})\lambda_T/2) \right| \end{cases}$$

ここで、

$$g_3 = -\left(\frac{1}{\beta}+1\right)\frac{7}{16}\lambda_T\,, \qquad [6.444]$$

$$g_2 = \left(\frac{1}{\beta}-1\right)\frac{7}{16}\lambda_T \quad \text{(式[6.423]参照)} \qquad [6.445]$$

T 集成材の最大せん断応力度 $\sigma_{(b)s_T_glulam}$ は下式で表現される。

$$\sigma_{(b)s_T_\max} = \frac{Q_{(b)_T_\max}}{A_{wn_T}} \qquad [6.446]$$

以上より、式[6.446]および式[6.427]で示す T 集成材の最大せん断応力度 $\sigma_{(b)s_T_glulam}$ と S1、S2 集成材の最大せん断応力度 $\sigma_{(b)s_S_glulam}$ の両者の中、大きい方を集成材の設計用せん断応力度 $\sigma_{(b)s_glulam}$ とする。

次に、添板鋼板について示す。集成材同様曲げモーメントの伝達によって生じるパネルシアーについて、曲げモーメント負担の大きい PLT に対して検討する。既にみたように、鋼板に生じる曲げモーメントは、回転ばね入力位置において最大をとり、T の集成材-鋼板間ビス接合剛心位置及び両端部においては 0 となる分布を描く。Fig. 6. 25 に示すように、この間を直線補間したモーメント分布を定義して、このモーメント分布に一致するようなせん断力分布を仮定する。このせん断力を $Q_{I_{T2S(b)}}$ とおけば下式で表現される。

$$Q_{I_{T2S(b)}} = \frac{M_{(b)PLT}}{l_T/2} \qquad [6.447]$$

これより、鋼板の設計用せん断応力度 $\sigma_{(a)S_steel}$ は下式で表現される。尚、鋼板の断面積は全断面有効とした断面積 A_s を用いる。

$$\sigma_{(b)s_steel} = \frac{1.5M_{(b)PLT}}{l_T/2\cdot A_s} \qquad [6.448]$$

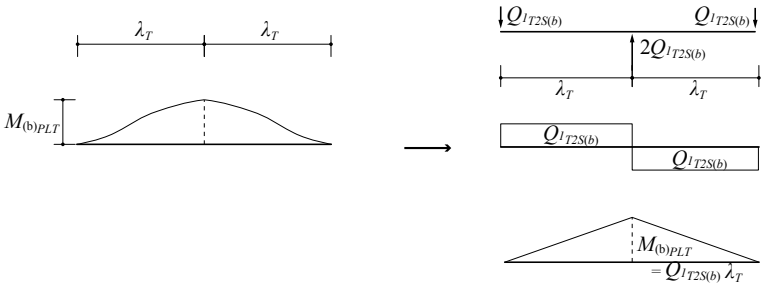


Fig. 6. 25　T2S(b)対称曲げモーメント負担時の鋼板負担せん断力

c)軸応力度

集成材、鋼板ともに逆対称曲げモーメント負担時において加味しているため、ここでは負担応力を見かけ上 0 として扱うこととする。

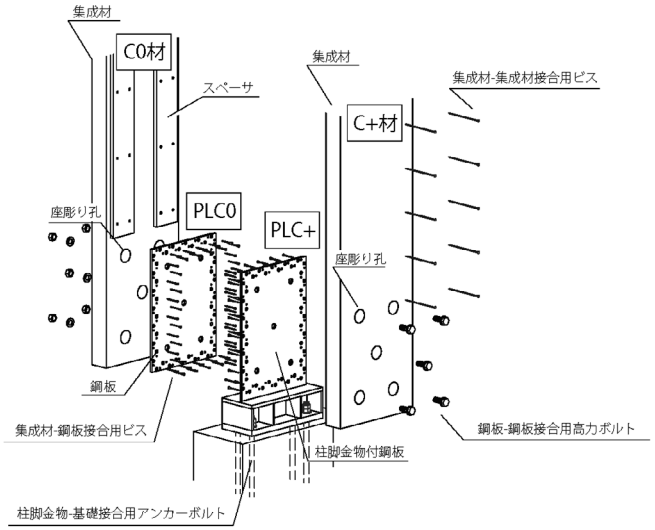
$$\sigma_{(b)n_glulam} = 0 \qquad [6.449]$$

$$\sigma_{(b)n_steel} = 0 \qquad [6.450]$$

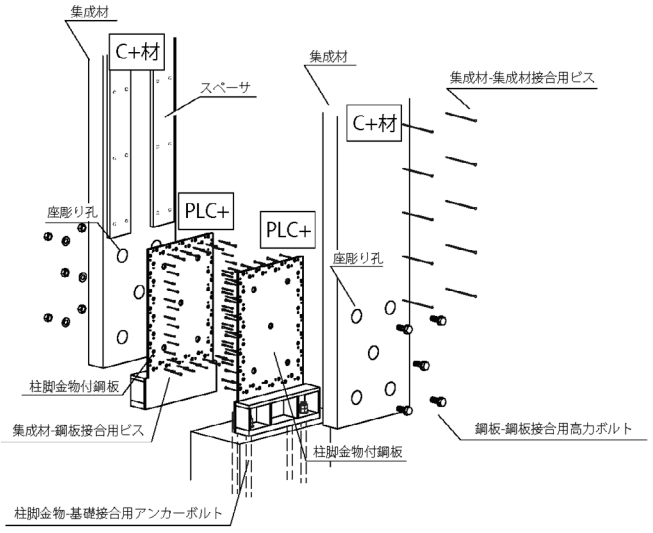
6.4.　柱脚接合部の設計法

(1)基本事項

1) 柱脚接合は２種類のタイプがあり、TYPE-A は、１材の柱の内側に鋼板を構造用ビスで留め付け、もう一材の柱の内側に柱脚金物と一体となった鋼板を構造用ビスで留め付け、それらの鋼板を高力ボルトによって緊結する。TYPE-B は、２材共、鋼板と柱脚金物を一体とした金物を使用する。また、柱脚金物は基礎に埋め込んだアンカーボルトと緊結する。各部の名称として、柱脚金物付鋼板に留め付けた集成材を C+、その鋼板を PLC+、柱脚金物の無い鋼板に留め付けた部材を C0、その鋼板を PLC0 と区別する（Fig. ６.２.1）。尚、ビスおよび高力ボルトの配置は、高力ボルトにより摩擦接合する面の図心について対称とする。２材に取りつく鋼板のビス配置は接合面に対して表裏が異なるのみとし、ビス接合のせん断特性が一致する配列とする。



Type-A



Type-B

Fig. ６.２.１　柱脚接合部概念図

2) 力の伝達経路

柱脚接合部は、柱脚金物との剛体連結を境にしてビス接合部とアンカーボルト接合部の２区間に分けられる。集成材の曲げモーメントは、集成材-鋼板間ビス接合のせん断力によって鋼板に伝達する経路と木口面のめり込み応力によって柱脚金物に伝達する経路に分けられる。既述したように、TYPE-A において鋼板は２種類あり、柱脚金物付きの PLC+と付かないものの PLC0 であるが、柱脚金物付き PLC+は剛体連結によって柱脚金物の回転モーメントに直接変換されるが、付かない PLC0 は一旦自身の回転モーメントに変換され、鋼板-鋼板間ビス接合のせん断力によって柱脚金物付き PLC+に伝達して柱脚金物の回転モーメントに変換される。一方、TYPE-B において鋼板は柱脚金物付き PLC+の１種類であり、柱材２枚の負担モーメントは各々に基礎に伝達される。TYPE-A、TYPE-B の力の伝達経路について、それぞれ Fig. ６.２.２、Fig. ６.２.３に示す。

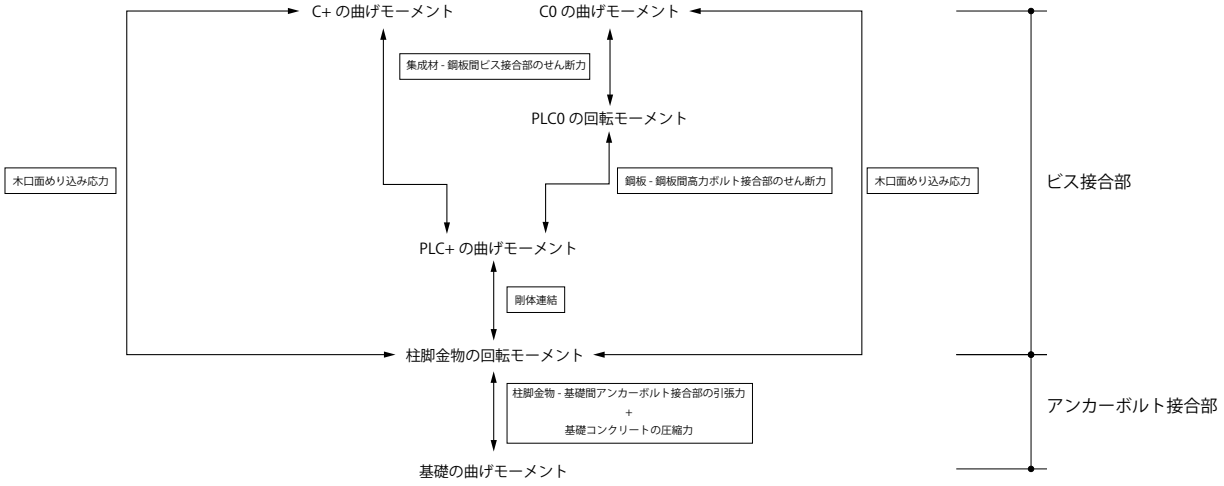


Fig. ６.２.２　TYPE-A の力の伝達経路

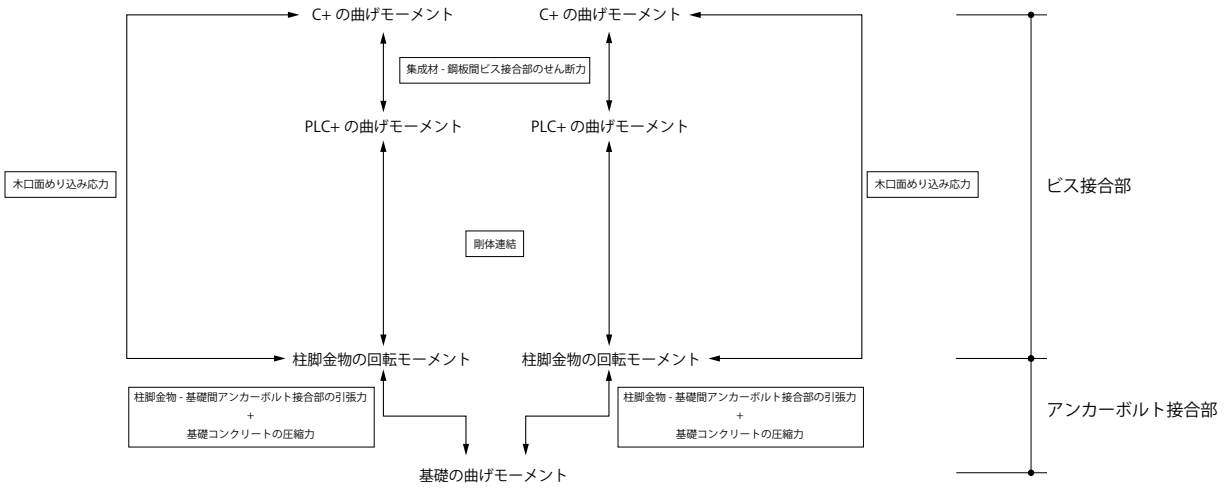


Fig. ６.２.３　TYPE-B の力の伝達経路

3) 靭性は、集成材-鋼板間ビス接合およびアンカーボルトにより確保する。

(2)モデル化

1) 接合部を半剛接合と仮定し、回転ばねによりモデル化を行う。

2) 接合部をモデル化する場合、集成材‐鋼板のビス接合部と集成材木口のめり込み変形をモデル化した回転ばねと、柱脚金物とアンカーボルトの接合部をモデル化した回転ばねの直列とする。

3) 力学モデル

［ビス接合部］

①各柱はそれぞれ留め付けられた鋼板に対して回転してすべり変形を起こす。この時、集成材はモーメント伝達によって生じるせん断力によってせん断変形のみ生じると仮定する。

尚、ビス接合のすべり剛性及び耐力は異方性を無視できるものとする。

②柱が回転することによって、圧縮側の柱木口面にめり込みが生じる。①の成分と組み合わせて回転中心が決定する。このため、めり込み成分を併せてビス接合部と称する。

③高力ボルト接合部の応力は回転中心からの距離に比例すると仮定する。すべり耐力まですべりによる回転剛性は無限大と仮定する。

④鋼板の変形は無視できるものと仮定する。また、その応力は、ビス接合及び高力ボルト接合の剛心位置について、その距離に比例して対称に分布すると仮定する。

⑤柱脚接合部において柱材２枚は応力を２分するものとし、全く同じ変形を生じると仮定する。

⑥剛性・耐力の計算において、ビス配列の図心を原点とする座標を必ず定義する。

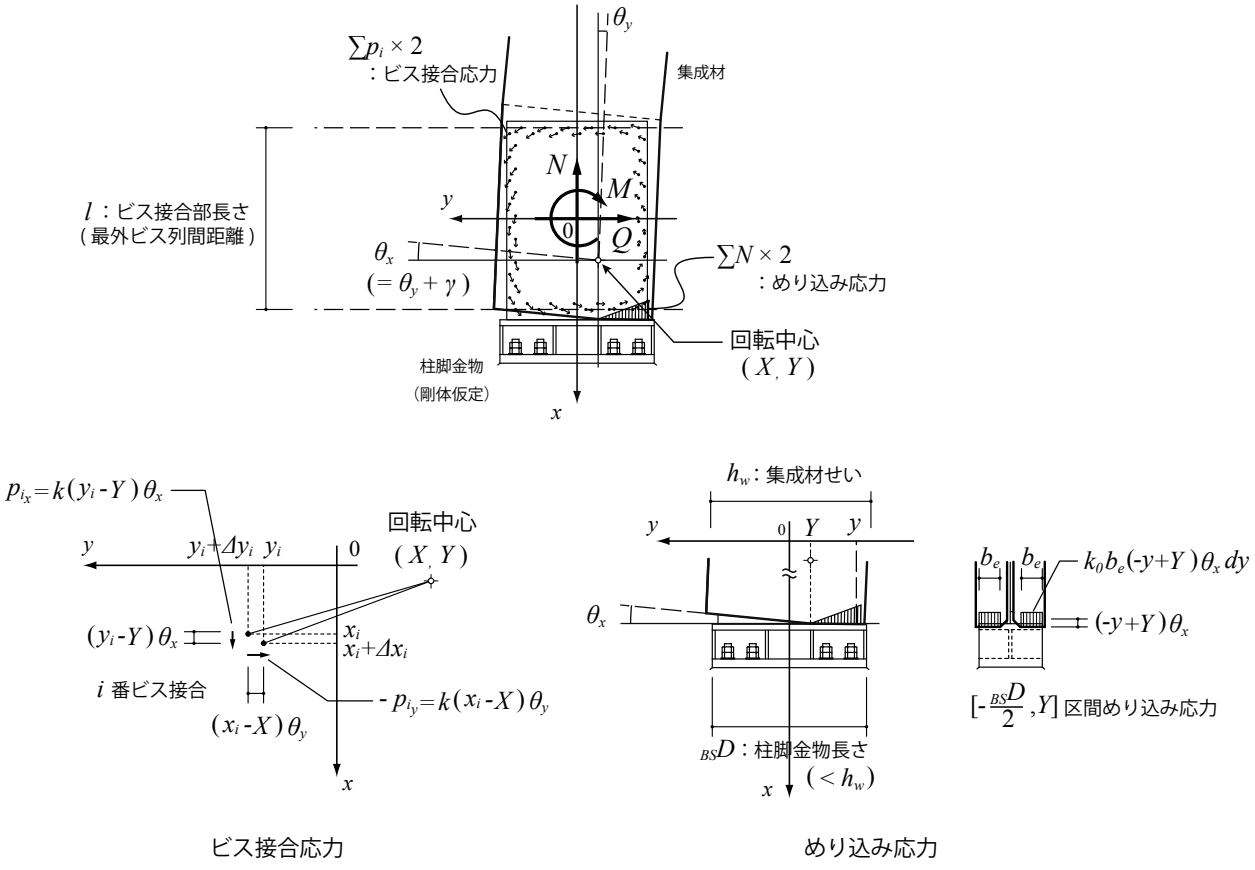


Fig. ６.２.４　ビス接合における外力と応力の関係

［アンカーボルト接合部］

①鋼構造接合部設計指針の「露出柱脚の設計」に準拠する。

初期剛性については弾性変形を引張側アンカーボルトの伸び変形のみ、回転中心を柱脚金物の圧縮側外縁と仮定する。

(3)回転剛性の計算

1) ビス接合部の回転剛性 ${}_{cl}K$

ビス接合部の回転剛性は以下の式により算出する。尚、柱材２枚は C+、C0 の場合があり得るが、(2)モデル化の仮定よりどちらも区別なく扱うものとする。座標はビス配列の図心を原点とする、材軸平行方向を x 軸、材軸直交方向を y 軸と定義する。めり込み応力は三角形分布を仮定する。

$$ {}_{cl}K = 2\cdot(1+c)^{-1}\cdot {}_{cl}K' \qquad [6.2.1] $$

$$ {}_{cl}K' = kI_p + ckI_x + (1+c)\cdot\frac{1}{6}k_0 b_e\left(\frac{{}_{BS}D}{2}+Y_0\right)^2\left({}_{BS}D - Y_0\right) \qquad [6.2.2] $$

$$ c = \frac{kI_y}{\kappa G_w A_w l} \qquad [6.2.3] $$

$$ Y_0 = -\frac{{}_{BS}D}{2}\left\{\left(1+\frac{2kn}{k_0 b_e\cdot {}_{BS}D}\right)-\sqrt{\left(1+\frac{2kn}{k_0 b_e\cdot {}_{BS}D}\right)^2-1}\right\} \qquad [6.2.4] $$

$$ I_x = \Sigma\left(y_i-\overline{y_i}\right)^2 \quad (\overline{y_i}=0) \qquad [6.2.5] $$

$$ I_y = \Sigma\left(x_i-\overline{x_i}\right)^2 \quad (\overline{x_i}=0) \qquad [6.2.6] $$

$$ I_p = I_x + I_y \qquad [6.2.7] $$

$$ k_0 = \frac{E_w}{31.6+10.9b_e} \qquad [6.2.8] $$

ここで、

${}_{cl}K$ ：ビス接合部の回転剛性 [Nmm/rad]

${}_{cl}K'$：材軸直交方向の回転角に関する柱材 1 枚のビス接合部の回転剛性 [Nmm/rad]

k ：ビス接合部のすべり剛性 [N/mm]

(x, y_i)：i 番ビス接合部の位置座標 [mm]

$(\overline{x}, \overline{y_i})$：ビス配列の図心座標(原点に一致) [mm]

c ：柱材 1 枚の材軸直交方向の回転角に対する材軸平行方向の回転角のせん断変形増加率

I_p ：柱材 1 枚のビス配列極 2 次モーメント[mm²]

I_x ：柱材 1 枚の x 軸に関するビス配列 2 次モーメント(x 軸は繊維平行方向) [mm²]

I_y ：柱材 1 枚の y 軸に関するビス配列 2 次モーメント(y 軸は材軸直交方向) [mm²]

n ：柱材 1 枚のビス本数

Y_0 ：回転剛性算定時のビス接合の回転中心位置 Y 座標 [mm]

E_w ：集成材の曲げヤング係数 [N/mm²]

G_w ：集成材のせん断弾性係数(曲げヤング係数×1/15) [N/mm²]

A_w ：集成材一枚の断面積[mm²]

κ ：せん断弾性補正係数 5/6

l ：x軸方向の接合部長さ(材軸方向の最外縁ビス列の応力作用位置間の距離) (Fig. 6.2.4) [mm]

k_0 ：木材のめり込み剛性 [N/mm³]

${}_{BS}D$ ：柱脚金物長さ(Fig. 6.2.4) [mm]

b_e ：柱材 1 枚の有効めり込み幅(Fig. 6.2.4) [mm]

2) アンカーボルト接合部の回転剛性 ${}_{BS}K$

鋼構造接合部設計指針の「露出柱脚の設計」に準拠する。

$$ {}_{BS}K = \frac{E_A \cdot n_A \cdot A_b}{2l_A}\left(d_c + d_t\right) \qquad [6.2.9] $$

ここで、

${}_{BS}K$ ：アンカーボルト接合部の回転剛性 [Nmm/rad]

${}_{anc}E$ ：アンカーボルトのヤング係数 [N/mm²]

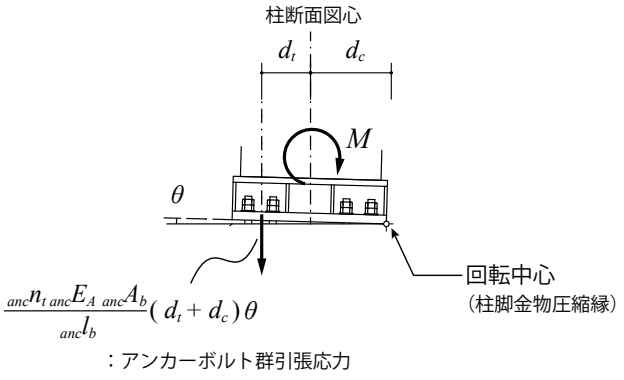
${}_{anc}n_t$ ：引張側アンカーボルトの本数

${}_{anc}A_b$ ：アンカーボルトの軸部断面積 [mm²]

d_t ：柱断面図心より引張側アンカーボルト群の剛心位置までの距離(Fig. 6.2.5) [mm]

d_c ：柱断面図心より圧縮側縁までの距離(Fig. 6.2.5) [mm]

${}_{anc}l_b$ ：アンカーボルトの定着長さ [mm]



※ 回転剛性計算時には上記仮定応力状態に対して
安全率として 1/2 を乗じる。

Fig. 6.2.5 アンカーボルト接合部初期剛性算定力学モデル

(4)降伏曲げモーメントの計算

1) ビス接合部の降伏曲げモーメント ${}_{B}M_{y}$ の計算

ビス接合部の降伏曲げモーメント ${}_{B}M_{y}$ は、①集成材-鋼板間ビス接合部、②木口めり込み、③高力ボルト接合部、④柱脚金物付鋼板、⑤集成材のパネルシアーに関する曲げモーメントのうち最初に降伏した時の曲げモーメントとする。尚、仮定する力学モデルにおいて、柱材２枚に応力が等しく分配した場合には高力ボルト接合部がせん断力を負担するのは TYPE-A（Fig. ６.２. ２）のみであるが、２材で応力負担割合が著しく異なり界面にせん断力が発生する場合を想定して TYPE-B についても同様に検討項目に加えている。

$$ {}_{B}M_{y} = \min\left[M_{y_screw}, M_{y_e}, M_{y_HTB}, M_{y_steel}, M_{y_glulam(S)}\right] \qquad [6.2.10] $$

ここで、

M_{y_screw} ：集成材-鋼板間ビス接合部の降伏曲げモーメント [Nmm]

M_{y_e} ：木口めり込みの降伏曲げモーメント [Nmm]

M_{y_HTB} ：高力ボルト接合部の降伏曲げモーメント [Nmm]

M_{y_steel} ：柱脚金物付鋼板の降伏曲げモーメント [Nmm]

$M_{y_glulam(s)}$ ：集成材のパネルシアーに関する降伏曲げモーメント [Nmm]

①集成材-鋼板間ビス接合部の降伏モーメント M_{y_screw}

集成材-鋼板間ビス接合部の降伏曲げモーメント M_{y_screw} は最遠方のビスが降伏したときの曲げモーメントとする。尚、座標は回転剛性算定時と同様ビス配列の図心とする。

$$ M_{y_screw} = {}_{cl}K \cdot \theta_{y_screw} \qquad [6.2.11] $$

$$ \theta_{y_screw} = \frac{{}_{s}p_{y}}{k \cdot \max[r_i']} \qquad [6.2.12] $$

$$ r_i' = \sqrt{\left(1+c\right)^{-2} x_i^2 + \left(y_i - Y_0\right)^2} \qquad [6.2.13] $$

ここで、

M_{y_screw} ：集成材-鋼板間ビス接合部の降伏曲げモーメント [Nmm]

θ_{y_screw} ：集成材-鋼板間ビス接合部の最遠方のビスが降伏する回転角 [rad]

${}_{s}p_{y}$ ：単位ビス接合部の降伏せん断耐力 [rad] （6 章実験報告書)

r_i' ：集成材のせん断変形を考慮した回転中心から i 番ビス接合までの距離 [mm]

(ビス接合の変位が単純に回転中心から見た接線方向とならないことによる)

k ：ビス接合部のすべり剛性 [N/mm]

c ：柱材 1 枚の材軸直交方向の回転角に対する材軸平行方向の回転角のせん断変形増加率

$\left(x_i, y_i\right)$ ：i 番ビス接合部の位置座標 [mm]

②木口めり込みの降伏曲げモーメント M_{y_e}

木口のめり込み降伏は、最大圧縮応力度が基準圧縮強度の 2/3 に達したときの曲げモーメントとする。

$$ M_{y_e} = {}_{cl}K \cdot \theta_{y_e} \qquad [6.2.14] $$

$$\theta_{y_e}=\frac{2/3\cdot F_c}{k_0\cdot\left({}_{BS}D/2+Y_0\right)} \qquad [6.2.15]$$

ここで、

M_{y_e}：木口めり込みの降伏曲げモーメント [Nmm]

θ_{y_e}：木口めり込みの降伏回転角 [rad]

F_{wc}：集成材の基準圧縮強度 [N/mm²]

k_0：木材のめり込み剛性 [N/mm³]

${}_{BS}D$：柱脚金物長さ(Fig. 6.2.4) [mm]

Y_0：回転剛性算定時のビス接合の回転中心位置 Y座標 [mm]

③高力ボルト接合部の降伏曲げモーメント M_{y_HTB}

高力ボルト接合部の降伏モーメント M_{y_HTB} は 1 本目の単位高力ボルト接合部が降伏した時点の曲げモーメントとする。柱材 1 枚の負担する応力が伝達することから、接合部の負担するモーメントはその倍となる。また、ビス接合を介して鋼板に伝達する応力は、柱脚金物に直接流れる木口のめり込み応力分の反力として引張軸力が発生することから曲げ引張となり、各高力ボルトの負担する応力が比例する距離の基準点はその群の剛心からずれることとなる。これらのことから次式で算出される。

$$M_{y_HTB}=2\cdot\frac{\Sigma_{HTB}r_i^2}{\max[{}_{HTB}r_i']}\cdot q_{by}\cdot\left\{1+\frac{\left(1+c\right)\cdot\frac{1}{6}k_0b_e\left(\frac{{}_{BS}D}{2}+Y_0\right)^2\left({}_{BS}D-Y_0\right)}{kI_p+ckI_x}\right\} \qquad [6.2.16]$$

$${}_{HTB}r_i=\sqrt{{}_{HTB}x_i^2+{}_{HTB}y_i^2} \qquad [6.2.17]$$

$${}_{HTB}r_i'=\sqrt{{}_{HTB}x_i^2+\left({}_{HTB}y_i-{}_{HTB}Y_0\right)^2} \qquad [6.2.18]$$

$${}_{HTB}Y_0=\left(1+c\right)\frac{\Sigma_{HTB}r_i^2/{}_{HTB}n}{\left(I_p+cI_x\right)/n}\cdot Y_0 \qquad [6.2.19]$$

ここで、

M_{y_HTB}：高力ボルト接合部の降伏曲げモーメント [Nmm]

q_{by}：単位高力ボルト接合部のすべり耐力 [N]

$({}_{HTB}x_i, {}_{HTB}y_i)$： 高力ボルト配置図心を原点とした i番目の高力ボルトの位置座標 [mm]

k：ビス接合部のすべり剛性 [N/mm]

I_p：柱材 1 枚のビス配列極 2 次モーメント[mm²]

I_x：柱材 1 枚の x 軸に関するビス配列 2 次モーメント(x 軸は繊維平行方向) [mm²]

n：柱材 1 枚のビス本数

c：柱材 1 枚の材軸直交方向の回転角に対する材軸平行方向の回転角のせん断変形増加率

k_0：木材のめり込み剛性 [N/mm³]

b_e：柱材 1 枚の有効めり込み幅(Fig. 6.2.4) [mm]

${}_{BS}D$：柱脚金物長さ(Fig. 6.2.4) [mm]

$_{HTB}Y_0$：回転剛性算定時の HTB 接合の回転中心位置 Y座標 [mm]

Y_0：回転剛性算定時のビス接合の回転中心位置 Y座標 [mm]

④柱脚金物付鋼板の降伏曲げモーメント M_{y_steel}

鋼板の降伏曲げモーメント M_{y_steel} は、鋼板の縁応力度が鋼板の降伏強さに達したときの曲げモーメントとする。Fig. 6.2.2、Fig. 6.2.3 に示すように鋼板の負担する曲げモーメントは柱脚金物に伝達する。柱脚金物との境界位置において鋼板の断面は TYPE-A で 1 枚分、TYPE-B で 2 枚分となるため、仕様によって断面係数が異なる。また、③と同様に、ビス接合を介して鋼板に伝達する応力は、柱脚金物に直接流れる木口のめり込み応力分の反力として引張軸力が発生することから曲げ引張となり、境界位置の断面に作用する。これらのことから次式で算出される。

$$M_{y_steel}=F_{sy}Z_s\cdot\left[1+\frac{(1+c)\cdot\frac{1}{2}k_0b_e\left(\frac{_{BS}D}{2}+Y_0\right)^2\left\{\frac{1}{3}\left(_{BS}D-Y_0\right)-\frac{Z_s}{A_s}\right\}}{kI_p+ckI_x+(1+c)\cdot\frac{1}{2}k_0b_e\left(\frac{_{BS}D}{2}+Y_0\right)^2\cdot\frac{Z_s}{A_s}}\right] \qquad [6.2.20]$$

ここで、

M_{y_steel}：柱脚金物付鋼板の降伏曲げモーメント [Nmm]

F_{sy}：鋼板の降伏強さ(F 値) [N]

Z_s：鋼板の断面係数(TYPE-A は 1 枚分、TYPE-B は 2 枚分) [mm^3]

A_s：鋼板の断面積(TYPE-A は 1 枚分、TYPE-B は 2 枚分) [mm^2]

k：ビス接合部のすべり剛性 [N/mm]

I_p：柱材 1 枚のビス配列極 2 次モーメント[mm^2]

I_x：柱材 1 枚の x 軸に関するビス配列 2 次モーメント(x 軸は繊維平行方向) [mm^2]

c：柱材 1 枚の材軸直交方向の回転角に対する材軸平行方向の回転角のせん断変形増加率

k_0：木材のめり込み剛性 [N/mm^3]

b_e：柱材 1 枚の有効めり込み幅(Fig. 6.2.4) [mm]

$_{BS}D$：柱脚金物長さ(Fig. 6.2.4) [mm]

Y_0：回転剛性算定時のビス接合の回転中心位置 Y座標 [mm]

⑤集成材のパネルシアーに関する降伏曲げモーメント $M_{y_glulam(s)}$

集成材のパネルシアーに関する降伏曲げモーメント $M_{y_glulam(s)}$ は、集成材-鋼板間におけるモーメント伝達によって生じるせん断力が集成材の短期許容せん断耐力に達したときの曲げモーメントとする。柱材 2 枚は応力を等しく分配するので、接合部の負担モーメントはその倍となる。

$$M_{y_glulam(s)}=2\cdot w_0^{-1}\cdot\frac{f_{wxy}}{1.5}A_{wn}l \qquad [6.2.21]$$

$$w_0=\frac{kI_y}{_{cl}K'} \qquad [6.2.22]$$

ここで、

$M_{y_glulam(s)}$：集成材のパネルシアーに関する降伏曲げモーメント [Nmm]

w_0：モーメントのみ負担時の集成材 1 枚の全負担モーメントに対する材軸直交方向応力によるモーメント比

f_{wsy} ：集成材の短期許容せん断応力度 [N/mm²]

A_{wn} ：集成材一枚の正味断面積[mm²]

l ：x軸方向の接合部長さ(材軸方向の最外縁ビス列の応力作用位置間の距離) (Fig. 6.2.4) [mm]

k ：ビス接合部のすべり剛性 [N/mm]

I_y ：柱材 1 枚の y 軸に関するビス配列 2 次モーメント(y 軸は繊維直交方向) [mm²]

${}_{cl}K'$ ：材軸直交方向の回転角に関する柱材 1 枚のビス接合部の回転剛性 [Nmm/rad]

2) アンカーボルト接合部の降伏曲げモーメント ${}_{A}M_y$

アンカーボルト接合部集成材のパネルシアーに関する降伏曲げモーメント ${}_{A}M_y$ は、アンカーボルトが引張降伏した時の曲げモーメント ${}_{AT}M_y$ とする。尚、アンカーボルトによって十分な靭性を確保するため、アンカーボルトの引張降伏耐力 ${}_{AT}M_y$ が基礎コンクリートの圧縮降伏耐力 ${}_{AC}M_y$ を下回る様に設計する。

$${}_{AT}M_y < {}_{AC}M_y \qquad [6.2.23]$$

ここで、

${}_{AT}M_y$ ：アンカーボルトの引張降伏曲げモーメント [Nmm]

${}_{AC}M_y$ ：基礎コンクリートの圧縮降伏曲げモーメント [Nmm]

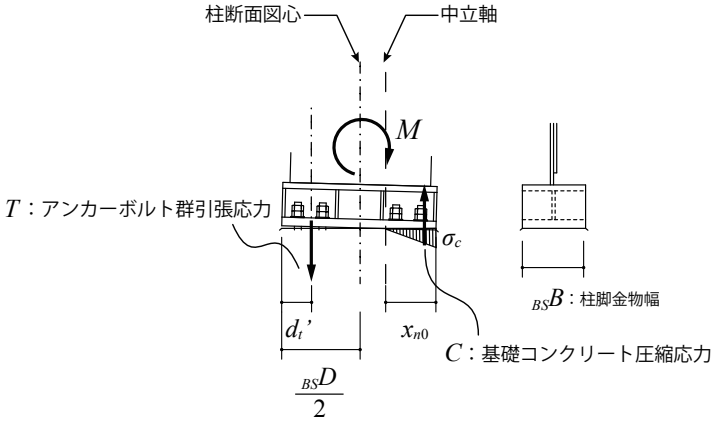


Fig. 6.2.6 アンカーボルト接合部降伏耐力算定力学モデル(モーメントのみ負担時)

①アンカーボルトの引張降伏曲げモーメント ${}_{AT}M_y$

アンカーボルトの引張降伏曲げモーメント ${}_{AT}M_y$ は、引張側アンカーボルト群の剛心位置において仮想的に 1 本に集約した力学モデル(Fig. 6.2.6)において、アンカーボルトの負担引張応力が降伏引張耐力に達したときの曲げモーメントとする。尚、中立軸の位置によっては柱断面図心軸に対して圧縮側のアンカーボルト群も引張応力を負担することが考えられるが、ここでは簡便化のため安全側の耐力として算定することとする。

$${}_{AT}M_y = {}_{anc}P_{ty} \cdot \left({}_{BS}D - d_t' - \frac{x_{n0}}{3} \right) \qquad [6.2.24]$$

$${}_{anc}P_{ty} = {}_{anc}a_t \cdot {}_{anc}F_y \qquad [6.2.25]$$

$${}_{anc}a_t = {}_{anc}n_t \cdot {}_{anc}A_e \qquad [6.2.26]$$

$$x_{n0}=\frac{n_e\cdot {}_{anc}a_t}{{}_{BS}B}\left\{\sqrt{1+2\frac{{}_{BS}B}{n_e\cdot {}_{anc}a_t}\left({}_{BS}D-d_t'\right)}-1\right\} \qquad [6.2.27]$$

ここで、

${}_{ATI}M_y$ ：アンカーボルト接合部の引張側降伏曲げモーメント [Nmm]

${}_{anc}P_{ty}$ ：引張側アンカーボルト群の引張降伏耐力 [N]

${}_{anc}F_y$ ：アンカーボルトの F 値 [N/mm²]

${}_{anc}a_t$ ：引張側アンカーボルト群の有効断面積 [mm²]

${}_{anc}n_t$ ：引張側アンカーボルト群の本数

${}_{anc}A_e$ ：アンカーボルトの有効断面積 [mm²]

$${}_{anc}A_e=\min[{}_{anc}A_b,{}_{anc}A_{be}] \qquad [6.2.28]$$

${}_{anc}A_b$ ：アンカーボルトの軸部の断面積 [mm²]

${}_{anc}A_{be}$ ：アンカーボルトのねじ部の有効断面積 [mm²]

n_e ：基礎コンクリートに対するアンカーボルトのヤング係数比　15

x_{n0} ：モーメントのみ負担時の圧縮側柱脚金物縁から中立軸までの距離(Fig. 6.2.6) [mm]

${}_{BS}B$ ：柱脚金物の幅(Fig. 6.2.6) [mm]

d_t' ：引張側柱脚金物縁から引張側アンカーボルト群までの距離(Fig. 6.2.6) [mm]

${}_{BS}D$ ：柱脚金物長さ(Fig. 6.2.4) [mm]

また、以下の確認を行う。

a) アンカーボルトの定着は、基礎コンクリートのコーン状破壊耐力がアンカーボルトの最大引張耐力を下回らないように設計する。コーン状破壊耐力は「各種剛性構造設計指針・同解説(第 4 編)」に準じて検討する。

b) 柱脚金物(下ベースプレート)の降伏耐力及び最大耐力が、アンカーボルトの降伏引張耐力及び最大引張耐力を下回らないように設計する。

②基礎コンクリートの圧縮降伏曲げモーメント ${}_{AC}M_y$

基礎コンクリートの圧縮降伏曲げモーメント ${}_{AC}M_y$ は、圧縮側基礎コンクリートの最大応力度すなわち圧縮側柱脚金物縁位置(Fig. 6.2.6)の応力度がコンクリートの圧縮強度の 2/3 に達したときの曲げモーメントとする。

$${}_{AC}M_y=\frac{1}{3}F_c\cdot {}_{BS}B\cdot x_{n0}\left({}_{BS}D-d_t'-\frac{x_{n0}}{3}\right) \qquad [6.2.29]$$

ここで、

${}_{AC}M_y$ ：アンカーボルト接合部の圧縮側降伏曲げモーメント [Nmm]

F_c ：コンクリートの圧縮強度 [N/mm²]

${}_{BS}D$ ：柱脚金物長さ(Fig. 6.2.4) [mm]

d_t' ：引張側柱脚金物縁から引張側アンカーボルト群までの距離(Fig. 6.2.6) [mm]

x_{n0} ：モーメントのみ負担時の圧縮側柱脚金物縁から中立軸までの距離(Fig. 6.2.6) [mm]

${}_{BS}B$ ：柱脚金物の幅(Fig. 6.2.6) [mm]

(5)最大曲げモーメントの計算

1) ビス接合部の最大曲げモーメント ${}_{B}M_{\max}$ の計算

ビス接合部の最大曲げモーメント ${}_{B}M_{\max}$ は、①集成材-鋼板間ビス接合部、②木口のめり込み、③高力ボルト、④柱脚金物付鋼板の曲げ、⑤集成材の曲げ破壊、のうち、最初に最大耐力に達したときの曲げモーメントとする。

$$ {}_{B}M_{\max} = \min\left[M_{\max_screw}, M_{\max_e}, M_{\max_HTB}, M_{\max_steel}, M_{\max_glulam}\right] \qquad [6.2.30] $$

ここで、

$M_{\max_screw}$ ：集成材-鋼板間ビス接合部の最大曲げモーメント [Nmm]

$M_{\max_e}$ ：木口めり込みの最大曲げモーメント [Nmm]

$M_{\max_HTB}$ ：高力ボルト接合部の最大曲げモーメント [Nmm]

$M_{\max_steel}$ ：柱脚金物付鋼板の最大曲げモーメント [Nmm]

$M_{\max_steel}$ ：集成材の最大曲げモーメント [Nmm]

①集成材-鋼板間ビス接合部の最大モーメント $M_{\max_screw}$

集成材-鋼板間ビス接合部の最大曲げモーメント $M_{\max_screw}$ は、最遠方のビスが終局変位に達したときの曲げモーメントとし、単位ビス接合部の復元力特性および木口めり込みの復元力特性を用いて増分解析により求める(6章実験報告書参照)。尚、単位ビス接合の復元力特性はトリリニア型、木口めり込みの復元力特性はリニア型として評価し、回転中心は回転剛性算定時から移動しないものと仮定する。すなわち、木口めり込みは、降伏耐力に達して以降も弾性剛性を保ち、負担するモーメントの表現は変わらないものと仮定する。

$$ M_{\max_screw} = M_{_screw}(\theta_{\max_screw}) \qquad [6.2.31] $$

$$ \theta_{\max_screw} = \frac{\delta_u}{\max[r_i']} \qquad [6.2.32] $$

$$ M_{_screw} = 2\left(\sum_{i=1}^{n} m_i + \Sigma M\right) \qquad [6.2.33] $$

集成材-鋼板間ビス接合

$$ \begin{cases} 0 \leqq \theta < \theta_{iy} & m_i = k \cdot r_i^2 \cdot \theta \\ \theta_{iy} \leqq \theta < \theta_{iv} & m_i = k \cdot r_i^2 \cdot \theta_{iy} + k_2 \cdot r_i^2 \cdot \left(\theta - \theta_{iy}\right) \\ \theta_{iv} \leqq \theta < \theta_{iu} & m_i = k \cdot r_i^2 \cdot \theta_{iy} + k_2 \cdot r_i^2 \cdot \left(\theta_{iv} - \theta_{iy}\right) \\ \theta_{iu} \leqq \theta & m_i = 0 \end{cases} \qquad [6.2.34] $$

木口めり込み

$$ \begin{cases} 0 \leqq \theta < \theta_{y_e} \\ \theta_{y_e} \leqq \theta < \theta_{u_e} \end{cases} \quad \Sigma M = \frac{1}{3} k_0 b_e \left(\frac{{}_{BS}D}{2} + Y_0\right)^3 \theta \qquad [6.2.35] $$

ここで、

$M_{\max_screw}$ ： 集成材-鋼板間ビス接合の最大曲げモーメント [Nmm]

$\theta_{\max_screw}$ ：最遠方のビスが終局耐力に達したときの回転角 [rad]

$M_{_screw}$ ：ビス接合部の負担モーメント [Nmm]

m_i ： i 番ビスによる回転中心まわりのモーメント [Nmm]

ΣM ：めり込み応力による回転中心まわりのモーメント [Nmm]

k_0 ：木材のめり込み剛性 [N/mm³]

b_e ：柱材 1 枚の有効めり込み幅(Fig. 6.2.4) [mm]

${}_{BS}D$ ：柱脚金物長さ(Fig. 6.2.4) [mm]

Y_0 ：回転剛性算定時のビス接合の回転中心位置 Y座標 [mm]

$r_i = \sqrt{(1+c)^{-1} x_i^2 + (y_i - Y_0)^2}$ ：i番ビスの回転中心に対するみかけのモーメントアーム [6.2.36]

$\theta_{iy} = \dfrac{{}_sp_y}{k \cdot r_i'}$ ： i番ビスの降伏回転角 [rad] [6.2.37]

$\theta_{iv} = \theta_{iy} + \dfrac{{}_sp_u - {}_sp_y}{k_2 \cdot r_i'}$ ： i番ビスのみかけの全塑性回転角 [rad] [6.2.38]

$\theta_{iu} = \dfrac{\delta_u}{r_i'}$ ： i番ビスの終局回転角[rad] [6.2.39]

n ：集成材 1 枚に留め付けたビス本数

${}_sp_y$ ：単位ビス接合部降伏耐力 [N]

δ_y ：単位ビス接合部降伏変位 [mm]

${}_sp_u$ ：単位ビス接合部終局耐力 [N]

δ_v ：単位ビス接合部みかけの全塑性変位 [mm]

δ_u ：単位ビス接合部の終局変位 [mm]

k_2 ：単位ビス接合部 2 次剛性 [N/mm]

②木口めり込みの最大モーメント M_{max_e}

木口めり込みの最大曲げモーメント M_{max_e} は、柱脚金物圧縮側縁に生じる最大応力度が基準圧縮応力度に達したときの曲げモーメントとする。すなわち、①で求めたモーメント回転角関係に対して、基準圧縮応力度に達する回転角に到達したときの曲げモーメントとする。

$$M_{max_e} = M_{_screw}(\theta_{max_e}) \quad [6.2.40]$$

$$\theta_{y_e} = \frac{F_{wc}}{k_0 \cdot \left({}_{BS}D/2 + Y_0\right)} \quad [6.2.41]$$

ここで、

M_{max_e} ：木口めり込みの最大曲げモーメント [Nmm]

θ_{max_e} ：木口めり込みの降伏回転角 [rad]

F_{wc} ：集成材の基準圧縮強度 [N/mm²]

k_0 ：木材のめり込み剛性 [N/mm³]

${}_{BS}D$ ：柱脚金物長さ(Fig. 6.2.4) [mm]

Y_0 ：回転剛性算定時のビス接合の回転中心位置 Y座標 [mm]

③高力ボルト接合部の最大曲げモーメント M_{max_HTB}

高力ボルト接合部の最大曲げモーメント M_{max_HTB} は 1 本目の単位高力ボルト接合部が最大せん断耐力に達した時点の曲げモーメントとする。最大曲げモーメントは木口めりこみ応力分の反力による引張軸力の影響を考慮せずに、剛心位置を回転中心として算出することとする。また、すべり耐力以降の変形は無視できるものと仮定する。

$$M_{max_HTB} = 2\frac{\Sigma_{HTB} r_i^2}{\max[_{HTB} r_i]} \cdot q_{bu} \qquad [6.2.42]$$

ここで、

M_{max_HTB} ：高力ボルト接合部の最大曲げモーメント [Nmm]

q_{bu} ：単位高力ボルト接合部の最大せん断耐力 [N]

r_i ：式[6.2.17]

④柱脚金物付鋼板の最大曲げモーメント M_{max_steel}

柱脚金物付鋼板の最大曲げモーメント M_{max_steel} は、鋼板の全断面が最大引張強度に達したときの曲げモーメントとする。最大曲げモーメントは木口めりこみ応力分の反力による引張軸力の影響を考慮せずに塑性断面係数を用いて算出することとする。

$$M_{max_steel} = Z_{sp} \cdot F_{su} \qquad [6.2.43]$$

ここで、

M_{max_steel} ：柱脚金物付鋼板の最大曲げモーメント [Nmm]

F_{su} ：柱脚金物付鋼板の引張強さ [N]

Z_{sp} ：柱脚金物付鋼板の塑性断面係数(TYPE-A は 1 枚分、TYPE-B は 2 枚分) [mm^3]

⑤集成材の最大曲げモーメント M_{max_glulam}

集成材の最大曲げモーメント M_{max_glulam} は、集成材の縁応力度が基準曲げ強度に達したときの曲げモーメントとする。柱 2 枚は応力を等しく 2 分するため、接合部の負担モーメントは 2 倍となる。

$$M_{max_glulam} = 2Z_{wn} \cdot F_{wb} \qquad [6.2.44]$$

ここで、

M_{max_glulam} ：集成材の最大曲げモーメント [Nmm]

F_{wb} ：集成材の基準曲げ強度 [N]

Z_{wn} ：集成材 1 枚の正味断面係数 [mm^3]

2) アンカーボルト接合部の最大曲げモーメント $_AM_{max}$ の計算

アンカーボルト接合部の最大曲げモーメント $_AM_{max}$ は、「鋼構造接合部設計指針(露出柱脚)」に準じ、Fig. 6.2.7 に示す完全弾塑性の応力分布を仮定して算出する。尚、アンカーボルト接合部の最大曲げモーメントが、ビス接合部の最大曲げモーメントを超えないように設計する。

$$_AM_{max} = {}_{anc}P_{tmax} \cdot \left\{ {}_{BS}D \cdot \left(1 - \frac{{}_{anc}P_{tmax}}{2N_{uc}} \right) - d_t' \right\} \qquad [6.2.45]$$

$${}_{anc}P_{tmax} = {}_{anc}a_t \cdot {}_{anc}F_u \qquad [6.2.46]$$

$$N_{uc} = F_{bc} \cdot {}_{BS}B \cdot {}_{BS}D \qquad [6.2.47]$$

ここで、

${}_{A}M_{max}$ ：アンカーボルト接合部の最大曲げモーメント [Nmm]

${}_{anc}P_{tmax}$ ：引張側アンカーボルト群の最大引張耐力 [N]

${}_{anc}F_{u}$ ：アンカーボルトの引張強さ [N/mm²]

${}_{anc}a_{t}$ ：引張側アンカーボルト群の有効断面積 [mm²]

N_{uc} ：ピン形式の露出柱脚における基礎コンクリートの最大圧縮耐力 [N]

F_{bc} ：基礎コンクリートの支圧強度 [N/mm²]

$$F_{bc} = 0.85F_{c} \qquad [6.2.48]$$

F_{c} ：基礎コンクリートの設計基準強度 [N/mm²]

${}_{BS}B$ ：柱脚金物の幅 [mm]

${}_{BS}D$ ：柱脚金物の長さ [mm]

d_{t}' ：柱脚金物引張側縁から引張側アンカーボルト群までの長さ [mm]

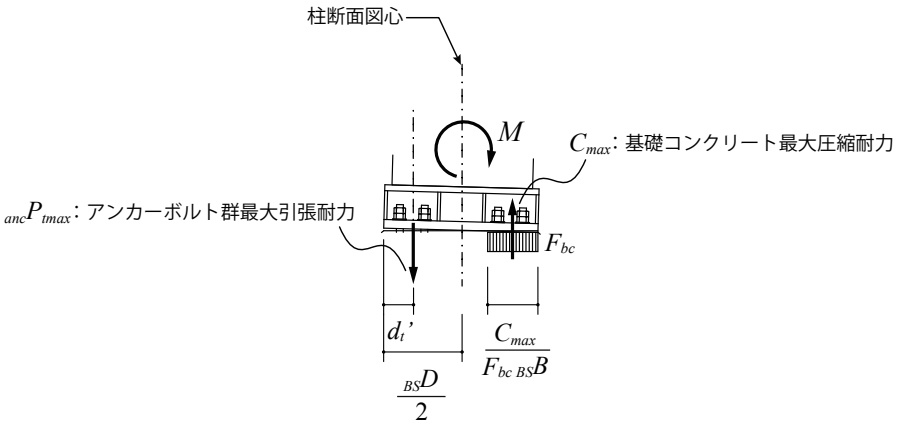


Fig. 6.2.7 アンカーボルト接合部最大耐力算定力学モデル(モーメントのみ負担時)

尚、アンカーボルト接合部はバイリニア型の復元力特性を仮定する。降伏以後、初期剛性に対する二次剛性の低減率は、アンカーボルト自体のヤング係数に対する二次剛性の低減率に等しいとして算出する。

$$ {}_{BS}K_{2} = \beta \cdot {}_{BS}K \qquad [6.2.49]$$

ここで、

${}_{BS}K_{2}$ ：アンカーボルト接合部の２次剛性 [N mm /rad]

β ：アンカーボルト接合部の剛性低減率

アンカーボルトのヤング係数低減率と同値(６章実験考察)

(6)終局曲げモーメント M_u 及び塑性率 μ の計算方法

1) 接合部の復元力特性は、ビス接合部とアンカーボルト接合部各々について求めた M-θ曲線に関して、モーメントを基準に回転角を足し合わせることで柱脚接合部の復元力特性とする。初期剛性、降伏曲げモーメント、最大曲げモーメントは、(3)～(5)より算出する。

2) 各クライテリアの復元力特性に関し、ビス接合部はトリリニア型、アンカーボルト接合部の復元力特性はバイリニア型の復元力特性とする。

3) 終局回転角は最大曲げモーメントに達した時点での回転角とする。

4) 1)～3)で求めた復元力特性を完全弾塑性モデルに近似し、各諸量を算出する。

接合部の M-θ曲線と X 軸で囲まれた面積を S としたとき、初期剛性と面積が等しい台形の完全弾塑性モデルの終局耐力 M_u は、下式で求められる。

$$M_u = {}_{cl-BS}K \cdot \theta_u - \sqrt{{}_{cl-BS}K^2 \cdot \theta_u^2 - 2\,{}_{cl-BS}K \cdot S} \qquad [6.2.50]$$

$${}_{cl-BS}K = \left({}_{cl}K^{-1} + {}_{BS}K^{-1} \right)^{-1} \qquad [6.2.51]$$

${}_{cl-BS}K$ ：柱脚接合部の復元力特性における回転剛性 [Nmm/rad]

θ_u ：終局回転角 [rad]

$$\mu = \frac{\theta_u}{\theta_v} \qquad [6.2.52]$$

θ_v ：完全弾塑性モデルの全塑性回転角 [rad]

$$\theta_v = \frac{M_u}{{}_{cl-BS}K} \qquad [6.2.53]$$

(7)設計用許容耐力に対する低減係数αの算出

次項「(8)複合応力下での検討」では、接合部の主たる耐力要素について、ビス接合部では、集成材-鋼板間ビス接合部、鋼板-鋼板間高力ボルト接合部、集成材、鋼板、アンカーボルト接合部では、アンカーボルト、基礎コンクリートについて、作用する応力が設計用許容耐力を超えないように設計することとなる。この際、本設計法では、接合部において集成材の曲げによる脆性的破壊を生じる前に十分なエネルギー吸収能を発揮できることを担保するため、設計用許容耐力に関して靭性能を考慮したものとすることとする。すなわち、降伏耐力に対して、最大耐力や靭性に応じた終局耐力が乏しいような場合には低減率を乗じて許容耐力とすることを条件とする。

Fig. 6.2.8 に設計用許容耐力算出フローを示す。接合部の復元力特性を３つの指標、降伏耐力、最大耐力、靭性に応じた終局耐力によって評価し、その最小値を接合部の許容耐力とする。この耐力を基準曲げモーメント M_0 と定義して(2.54)式のように算出し、降伏耐力に対する比率を低減係数として(2.55)式のように算出し、耐力要素の降伏耐力に対して乗ずることで設計用許容耐力とする。尚、この低減係数は短期許容耐力に対してのみ適用され、その他、長期、中長期、中短期においては 1 として扱うこととする。

$$M_0 = \min[M_y, \frac{2}{3}M_{max}, 0.2\sqrt{2\mu-1}M_u] \qquad [6.2.54]$$

M_0：基準曲げモーメント

M_y：降伏曲げモーメント

M_{max}：最大曲げモーメント

M_u：終局曲げモーメント

μ：塑性率

$$\alpha = \frac{M_0}{M_y} \qquad [6.2.55]$$

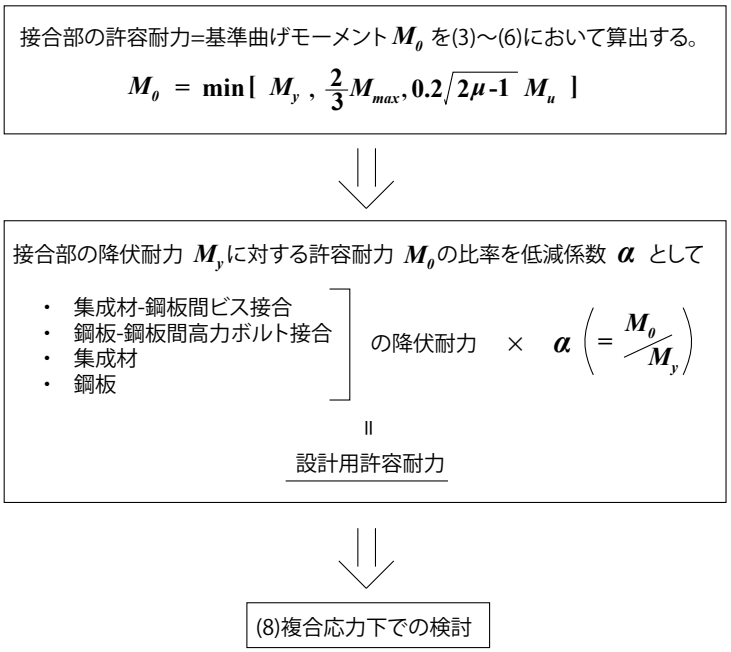


Fig. 6.2.8 設計用許容耐力算出フロー

(8)複合応力下での検討

Fig. 6.2.9 に示すように設計応力を定義する。本接合部はその大きさを無視できないことから、各クライテリアに対して負担するモーメントをそれぞれ算出して検討することとする。ここでは、任意形解析プログラムによる解析結果に対して、ビス接合回転ばね入力位置の応力 M、N、Q を用いて、各クライテリアを検討するモーメントに換算することとする。

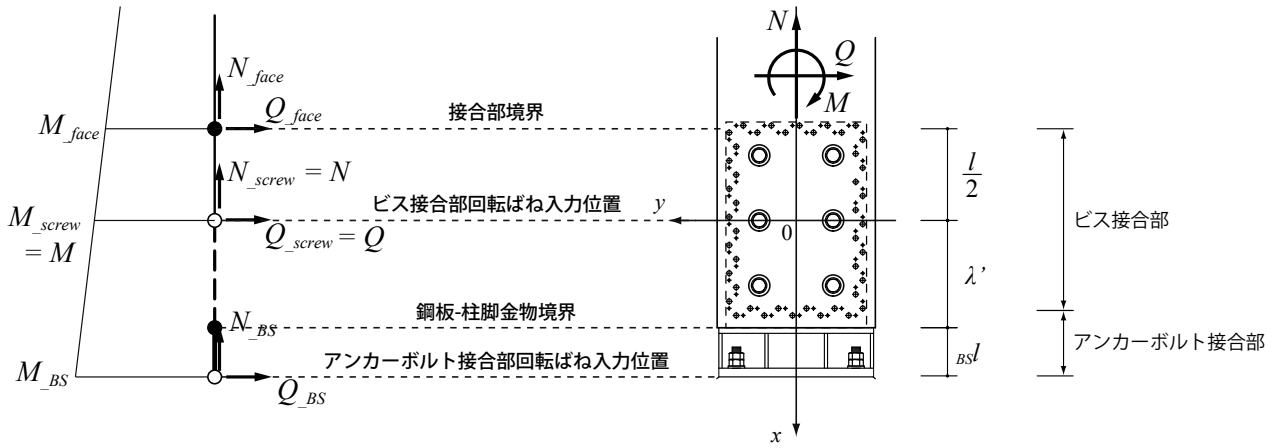


Fig. 6.2.9 設計応力

以下に、計算に用いるモーメントを纏める。尚、軸力、せん断力についてはビス接合部、アンカーボルト接合部において一定とし、ビス接合回転ばね入力位置のものを用いる。

① ビス接合部 回転ばね入力位置　$M_{_screw} = M$　[6.2.56]

② 接合部境界　$M_{_face} = M - Q \cdot \frac{l}{2}$　[6.2.57]

③ アンカーボルト接合部 回転ばね入力位置　$M_{_face} = M + Q \cdot \left(\lambda' + {}_{BS}l\right)$　[6.2.58]

$N_{_screw} = N_{_face} = N_{_BS} = N$　[6.2.59]

$Q_{_screw} = Q_{_face} = Q_{_BS} = Q$　[6.2.60]

ここで、

$M_{_screw}$：ビス接合部回転ばね入力位置の曲げモーメント [Nmm]

$M_{_face}$：接合部境界位置の曲げモーメント [Nmm]

$M_{_steel}$：鋼板-柱脚金物境界位置の曲げモーメント [Nmm]

$M_{_BS}$：アンカーボルト接合部回転ばね入力位置の曲げモーメント [Nmm]

M：解析結果から抽出した曲げモーメント(ビス接合部回転ばね入力位置) [Nmm]

N：解析結果から抽出した軸力(ビス接合部回転ばね入力位置) [N]

Q：解析結果から抽出したせん断力(ビス接合部回転ばね入力位置) [N]

l：x軸方向の接合部長さ(材軸方向の最外縁ビス列の応力作用位置間の距離) (Fig. 6.2.4) [mm]

λ'：ビス接合部回転ばね入力位置から鋼板-柱脚金物境界位置までの距離 [mm]

${}_{BS}l$：アンカーボルト接合部回転ばね入力位置から鋼板-柱脚金物境界位置までの距離 [mm]

1) ビス接合部

ビス接合部のクライテリアは、①集成材-鋼板間ビス接合部、②木口めり込み、③高力ボルト接合部、④柱脚金物付鋼板、⑤集成材に生じる作用応力が許容耐力以下であることを確認する。集成材の木口と柱脚金物の間で発生するめり込み応力は、モーメントと軸力の割合に応じて、(A)木口面めり込み無し、(B)木口面三角形めり込み、(C)木口面全面圧縮台形めり込みの３つに分類される。各場合に対して、諸パラメータを決定し、応力を算出する。

①集成材-鋼板間ビス接合部

a) 設計応力

軸力，せん断力、曲げモーメントの組合せ応力を受ける接合部において、ビス接合部に作用する応力は以下のように表現される。

$$p_i = \begin{pmatrix} k\left(y_i - Y\right)\cdot\dfrac{M_{_screw}}{2_{cl}K_x'} \\ -k\left(x_i - X\right)\cdot\dfrac{1}{1+c}\cdot\dfrac{M_{_screw}}{2_{cl}K_x'} \end{pmatrix} \qquad [6.2.61]$$

ここで、

p_i ： i番ビス接合部の応力[N]

${}_{cl}K_x'$：複合応力下における集成材１枚の x方向回転角に関するビス接合の回転剛性 [Nmm/rad]

$$ {}_{cl}K_x' = \begin{cases} kI_x + \dfrac{1}{1+c}kI_y & \cdots \text{(A)} \\ kI_x + \dfrac{1}{1+c}kI_y + \dfrac{1}{6}k_0 b_e\left(\dfrac{{}_{BS}D}{2}+Y\right)^2\left({}_{BS}D - Y\right) & \cdots \text{(B)} \\ kI_x + \dfrac{1}{1+c}kI_y + \dfrac{1}{12}k_0 b_e\cdot{}_{BS}D^3 & \cdots \text{(C)} \end{cases} \qquad [6.2.62]$$

$\left(x_i, y_i\right)$：i番ビス接合部の位置座標 [mm]

$\left(X, Y\right)$：複合応力下におけるビス接合の回転中心座標 [mm]

$$X = \frac{1}{e_2}\cdot\frac{\left(1+c\right){}_{cl}K_x'}{kn} \qquad [6.2.63]$$

$$Y = \begin{cases} -\dfrac{1}{e_1}\cdot\dfrac{kI_x + \dfrac{1}{1+c}kI_y}{kn} & \cdots \text{(A)} \\ \text{３次方程式(.65)の解} & \cdots \text{(B)} \\ -\dfrac{kI_x + \dfrac{1}{1+c}kI_y + \dfrac{1}{12}k_0 b_e\cdot{}_{BS}D^3}{\left(kn + k_0 b_e\cdot{}_{BS}D\right)e_1} & \cdots \text{(C)} \end{cases} \qquad [6.2.64]$$

$$\left(\frac{{}_{BS}D}{2}+Y\right)^3 - 3\left(\frac{{}_{BS}D}{2}+e_1\right)\left(\frac{{}_{BS}D}{2}+Y\right)^2 - \frac{6kne_1}{k_0 b_e}\left(\frac{{}_{BS}D}{2}+Y\right) - \frac{6\left(kI_x + \dfrac{1}{1+c}kI_y - kn\dfrac{{}_{BS}D}{2}e_1\right)}{k_0 b_e} = 0 \qquad [6.2.65]$$

c：柱材１枚の材軸直交方向の回転角に対する材軸平行方向の回転角のせん断変形増加率

k ：ビス接合部のすべり剛性 [N/mm]

n：柱材 1 枚のビス本数

I_x ：柱材 1 枚の x 軸に関するビス配列 2 次モーメント(x 軸は繊維平行方向) [mm²]

I_y ：柱材 1 枚の y 軸に関するビス配列 2 次モーメント(y 軸は材軸直交方向) [mm²]

k_0 ：木材のめり込み剛性 [N/mm³]

b_e ：柱材 1 枚の有効めり込み幅(Fig. 6.2.4) [mm]

${}_{BS}D$ ：柱脚金物長さ(Fig. 6.2.4) [mm]

e_1 ：ビス接合回転ばね入力位置における軸力に対するモーメントの割合

e_2 ：ビス接合回転ばね入力位置におけるせん断力に対するモーメントの割合

$$e_1 = \frac{M_{_screw}}{N_{_screw}} \qquad [6.2.66]$$

$$e_2 = \frac{M_{_screw}}{Q_{_screw}} \qquad [6.2.67]$$

＊木口面のめり込み状態(A)～(B)の場合分けの判別

(A) 木口面めり込み無し： $0 < e_1 < e_1'$

(B) 木口面三角形めり込み： $e_1' \le e_1$, $e_1 \le e_1''$

(C) 木口面全面圧縮台形めり込み： $e_1'' < e_1 < 0$

$$e_1' = \frac{2\left(kI_x + \frac{1}{1+c}kI_y\right)}{kn_{BS}D} \qquad [6.2.68]$$

$$e_1'' = -\frac{2\left(kI_x + \frac{1}{1+c}kI_y + \frac{1}{12}k_0 b_e \cdot {}_{BS}D^3\right)}{\left(kn + k_0 b_e \cdot {}_{BS}D\right){}_{BS}D} \qquad [6.2.69]$$

b) 検定

全てのビス接合部に作用する応力が設計用許容せん断耐力を下回ることとする。

$$p_i \le \alpha \cdot p_a \qquad [6.2.70]$$

ここで、

p_i ：i 番ビス接合の負担応力 [N]

p_a ：単位ビス接合部の許容せん断耐力 [N]

短期	中短期	中長期	長期
$p_a = {}_sp_y$	$p_a = \frac{1.6}{2}{}_sp_y$	$p_a = \frac{1.43}{2}{}_sp_y$	$p_a = \frac{1.1}{2}{}_sp_y$

p_y ：単位ビス接合部の降伏耐力 [N]

α ：短期許容耐力に対する低減係数(式[6.2.55])

長期、中長期、中短期においては $\alpha = 1$

②木口めり込み

a) 設計応力

軸力，せん断力、曲げモーメントの組合せ応力を受ける接合部において、柱脚金物圧縮側において柱木口面に対して発生する最大圧縮応力度 σ_e は下式で算出される。但し、(A)木口面めり込み無しの場合については、圧縮応力度は 0 である。

$$\sigma_e = \begin{cases} 0 \quad \cdots \text{ (A)} \\ k_0\left(\frac{{}_{BS}D}{2}+Y\right)\frac{M_{_screw}}{2\,{}_{cl}K_x'} \quad \cdots \text{ (B),(C)} \end{cases} \qquad [6.2.71]$$

ここで、

σ_e ： 柱木口面の最大圧縮応力度 [N/mm²]

${}_{cl}K_x'$ ：複合応力下におけるビス接合(集成材 1 枚)の x 方向回転角に関する回転剛性(式[6.2.62]) [Nmm/rad]

Y ：複合応力下におけるビス接合の回転中心の y 座標(式[6.2.64]) [mm]

k_0 ：木材のめり込み剛性 [N/mm³]

${}_{BS}D$ ：柱脚金物長さ(Fig. 6.2.4) [mm]

b) 検定

最大圧縮応力度が設計用許容圧縮応力度を下回ることとする。

$$\sigma_e \le \alpha \cdot f_{wca} \qquad [6.2.72]$$

ここで、

σ_e ：柱木口面の最大圧縮応力度 [N/mm²]

f_{wca} ：集成材の許容圧縮応力度 [N/mm²]

短期	中短期	中長期	長期
$f_{wca} = {}_sf_{wc}$	$f_{wca} = \frac{1.6}{2}\,{}_sf_{wc}$	$f_{wca} = \frac{1.43}{2}\,{}_sf_{wc}$	$f_{wca} = \frac{1.1}{2}\,{}_sf_{wc}$

${}_sf_{wc}$ ：集成材の許容圧縮応力度 [N/mm²]

α ：短期許容耐力に対する低減係数(式[6.2.55])

長期、中長期、中短期においては $\alpha = 1$

③高力ボルト接合部

a) 設計応力

モーメント、軸力、せん断力の組合せ応力を受ける接合部において、i 番高力ボルトが負担する応力は下式で表現される。柱材 2 枚は応力を等しく分配することから、1 枚が負担する応力は半分となり、高力ボルト接合部に流れる。負担するモーメントは、集成材-鋼板間ビス接合を介して伝達するモーメント分のみであり、柱脚金物に直接流れる分は減じられる。また、負担する軸力は、集成材に作用する軸力の半分に対して柱脚金物に直接流れる木口のめり込み応力分の反力が加算されて作用する。負担するせん断力は、集成材に作用するせん断力の半分が作用する。これらのことから次式で算出される。

$$R_i = \sqrt{\left(R_{x\,i} + R_n\right)^2 + \left(R_{y\,i} + R_q\right)^2} \qquad [6.2.73]$$

$$R_{x\,i} = \frac{{}_{HTB}y_i}{\Sigma\left({}_{HTB}r_i\right)^2} \cdot \frac{kI_x + \dfrac{1}{1+c}kI_y}{{}_{cl}K_x'} \cdot \frac{M_{_screw}}{2} \qquad [6.2.74]$$

$$R_{y\,i} = -\frac{{}_{HTB}x_i}{\Sigma\left({}_{HTB}r_i\right)^2} \cdot \frac{kI_x + \dfrac{1}{1+c}kI_y}{{}_{cl}K_x'} \cdot \frac{M_{_screw}}{2} \qquad [6.2.75]$$

$$R_n = \begin{cases} \dfrac{1}{{}_{HTB}n} \cdot \dfrac{N_{_screw}}{2} \quad \cdots \text{(A)} \\ \left\{1 + \dfrac{\dfrac{1}{2}k_0 b_e \left(\dfrac{{}_{BS}D}{2} + Y\right)^2 e_1}{{}_{cl}K_x'}\right\} \dfrac{1}{{}_{HTB}n} \cdot \dfrac{N_{_screw}}{2} \quad \cdots \text{(B)} \\ \left\{1 + \dfrac{k_0 b_e \cdot {}_{BS}DYe_1}{{}_{cl}K_x'}\right\} \dfrac{1}{{}_{HTB}n} \cdot \dfrac{N_{_screw}}{2} \quad \cdots \text{(C)} \end{cases} \qquad [6.2.76]$$

$$R_q = \frac{1}{{}_{HTB}n} \cdot \frac{Q_{_screw}}{2} \qquad [6.2.77]$$

ここで、

R_i ：高力ボルト接合部の i 番接合部に生じる作用力 [N]

$R_{x\,i}$： 曲げモーメントによって i 番接合部に作用する材軸平行方向のせん断力 [N]

$R_{y\,i}$： 曲げモーメントによって i 番接合部に作用する材軸直交方向のせん断力 [N]

R_n ：軸方向力によって i 番接合部に作用する材軸平行方向のせん断力 [N]

R_q ：せん断力によって i 番接合部に作用する材軸直交方向のせん断力 [N]

${}_{HTB}n$ ：高力ボルト本数

$({}_{HTB}x_i, {}_{HTB}y_i)$： 高力ボルト配置図心を原点とした i 番目の高力ボルトの位置座標 [mm]

${}_{HTB}r_i$ ：高力ボルト群剛心からの i 番目の高力ボルトまで距離(式[6.2.17]) [mm]

k ：ビス接合部のすべり剛性 [N/mm]

I_x ：柱材 1 枚の x 軸に関するビス配列 2 次モーメント(x 軸は繊維平行方向) [mm^2]

I_y ：柱材 1 枚の y 軸に関するビス配列 2 次モーメント(y 軸は繊維直交方向) [mm^2]

c ：柱材 1 枚の材軸直交方向の回転角に対する材軸平行方向の回転角のせん断変形増加率

${}_{cl}K_x'$ ：複合応力下におけるビス接合(集成材 1 枚)の x 方向回転角に関する回転剛性(式[6.2.62]) [Nmm/rad]

Y ：複合応力下におけるビス接合の回転中心の y 座標(式[6.2.64]) [mm]

k_0 ：木材のめり込み剛性 [N/mm^3]

b_e ：柱材 1 枚の有効めり込み幅(Fig. 6.2.4) [mm]

${}_{BS}D$ ：柱脚金物長さ(Fig. 6.2.4) [mm]

e_1 ：ビス接合回転ばね入力位置における軸力に対するモーメントの割合(式[6.2.66])

b) 検定

全ての高力ボルトに作用する応力が設計用許容すべり耐力を下回ることとする。

$$R_i \le \alpha \cdot q_{ba} \qquad [6.2.78]$$

ここで、

q_{ba} ：高力ボルト 1 本当りの設計用許容すべり耐力

短期	中短期	中長期	長期
$q_{ba}=q_{by}$	$q_{ba}=q_{by}$	$q_{ba}=\frac{1}{1.5}q_{by}$	$q_{ba}=\frac{1}{1.5}q_{by}$

q_{by} ：単位高力ボルト接合部のすべり耐力 [N s]

α ：短期許容耐力に対する低減係数(式[6.2.55])

長期、中長期、中短期においては $\alpha=1$

④柱脚金物付鋼板

a) 設計応力

モーメント、軸力、せん断力の組合せ応力を受ける接合部において、柱脚金物との境界位置の応力度は下式で表現される。ビス接合回転ばね入力位置において、鋼板に流れるモーメントは、集成材-鋼板間ビス接合を介して伝達するモーメント分のみであり、柱脚金物に直接流れる分は減じられる。一方、柱材が負担するせん断力は全て鋼板に伝達するとともに、柱脚金物との境界までの距離分モーメントを増分する。負担する軸力は、柱脚金物に直接流れる木口のめり込み応力分の反力が加算されて作用する。これらのことから次式で算出される。

$$\sigma_{b_steel}=\left\{\frac{kI_x+\frac{1}{1+c}kI_y}{{}_{cl}K_x'}+\frac{\lambda'}{e_2}\right\}\cdot\frac{M_{_screw}}{Z_s} \qquad [6.2.79]$$

$$\sigma_{n_steel}=\begin{cases}\dfrac{N_{_screw}}{A_s} \quad \cdots \text{(A)}\\ \left\{1+\dfrac{\frac{1}{2}k_0b_e\left(\frac{{}_{BS}D}{2}+Y\right)^2e_1}{{}_{cl}K_x'}\right\}\cdot\dfrac{N_{_screw}}{A_s} \quad \cdots \text{(B)}\\ \left\{1+\dfrac{k_0b_e\cdot{}_{BS}DYe_1}{{}_{cl}K_x'}\right\}\dfrac{N_{_screw}}{A_s} \quad \cdots \text{(C)}\end{cases} \qquad [6.2.80]$$

$$\sigma_{s_steel}=\frac{1.5Q_{_screw}}{A_s} \qquad [6.2.81]$$

ここで、

σ_{b_steel} ：鋼板の設計曲げ応力度 [N/mm²]

σ_{n_steel} ：鋼板の設計軸方向応力度 [N/mm²]

σ_{s_steel} ：鋼板の設計せん断応力度 [N/mm²]

Z_s ：鋼板の断面係数(TYPE-A の場合は 1 枚分、TYPE-B の場合は 2 枚分) [mm²]

A_s ：鋼板の断面積(TYPE-A の場合は 1 枚分、TYPE-B の場合は 2 枚分) [mm²]

k ：ビス接合部のすべり剛性 [N/mm]

I_x ：柱材 1 枚の x 軸に関するビス配列 2 次モーメント(x 軸は繊維平行方向) [mm²]

I_y ：柱材 1 枚の y 軸に関するビス配列 2 次モーメント(y 軸は繊維直交方向) [mm²]

c ：柱材 1 枚の材軸直交方向の回転角に対する材軸平行方向の回転角のせん断変形増加率

${}_{cl}K_x'$ ：複合応力下におけるビス接合(集成材 1 枚)の x 方向回転角に関する回転剛性(式[６.２.62]) [Nmm/rad]

Y ：複合応力下におけるビス接合の回転中心の y 座標(式[６.２.64]) [mm]

k_0 ：木材のめり込み剛性 [N/mm³]

b_e ：柱材 1 枚の有効めり込み幅(Fig. ６.２.４) [mm]

${}_{BS}D$ ：柱脚金物長さ(Fig. ６.２.４) [mm]

e_1 ：ビス接合回転ばね入力位置における軸力に対するモーメントの割合 (式[６.２.66]) [mm]

e_2 ：ビス接合回転ばね入力位置におけるせん断力に対するモーメントの割合(式[６.２.67]) [mm]

b) 検定

柱脚金物付鋼板に作用する設計応力度が許容応力度を下回ることとする。

$$\frac{\sigma_{b_steel}}{\alpha \cdot f_{b_steel}} + \frac{\sigma_{n_steel}}{\alpha \cdot f_{n_steel}} \le 1 \qquad [6.2.82]$$

$$\frac{\sigma_{s_steel}}{\alpha \cdot f_{s_steel}} \le 1 \qquad [6.2.83]$$

ここで、

f_{b_steel} ：鋼板の許容曲げ応力度 [N/mm²]

f_{s_steel} ：鋼板の許容せん断応力度 [N/mm²]

f_{n_steel} ：鋼板の許容軸方向応力度 [N/mm²]

短期	中短期	中長期	長期
$f_{b\,or\,n_steel} = F$	$f_{b\,or\,n_steel} = F$	$f_{b\,or\,n_steel} = \frac{1}{1.5}F$	$f_{b\,or\,n_steel} = \frac{1}{1.5}F$
$f_{s_steel} = \frac{F}{\sqrt{3}}$	$f_{s_steel} = \frac{F}{\sqrt{3}}$	$f_{s_steel} = \frac{1}{1.5}\frac{F}{\sqrt{3}}$	$f_{s_steel} = \frac{1}{1.5}\frac{F}{\sqrt{3}}$

F ：鋼材種別に応じた F 値 [N/mm²]

α ：短期許容耐力に対する低減係数(式[６.２.55])

長期、中長期、中短期においては $\alpha = 1$

⑤集成材

a) 設計応力

モーメント、せん断力、曲げモーメントの組合せ応力を受ける接合部において、集成材に生じる作用力は以下の式による。柱材２枚は応力を等しく分配することから、１枚が負担する応力は半分となる。負担する曲げモーメントは、ビス接合を介して鋼板に応力伝達して木口端部に向かって減じていくことから、極大値をとる接合部境界位

置について検討する。負担するせん断力は、ビス接合におけるモーメント伝達によって生じるパネルシアーと解析結果のせん断力のうち大きい方について検討する。負担する軸力は、接合部境界位置の軸力について検討する。

$$\sigma_{b_glulam} = \frac{1}{2} \cdot \frac{M_{_face}}{Z_{wn}} \qquad [6.2.84]$$

$$\sigma_{s_glulam} = \max\left[\frac{1}{2} \cdot \frac{1.5w \cdot M_{_screw}}{A_{wn} l}, \frac{1}{2} \cdot \frac{1.5Q_{_face}}{A_{wn}} \right] \qquad [6.2.85]$$

$$\sigma_{n_glulam} = \frac{1}{2} \cdot \frac{N_{_face}}{A_{wn}} \qquad [6.2.86]$$

$$w_0 = \frac{kI_y}{(1+c)_{cl}K_x'} \qquad [6.2.87]$$

ここで、

σ_{b_glulam} ：集成材の設計曲げ応力度 [N/mm²]

σ_{s_glulam} ：集成材の設計せん断応力度 [N/mm²]

σ_{n_glulam} ：集成材の設計軸方向応力度 [N/mm²]

w ：全負担モーメントに対する材軸直交方向応力によるモーメント比

c ：柱材 1 枚の材軸直交方向の回転角に対する材軸平行方向の回転角のせん断変形増加率

${}_{cl}K_x$ ：複合応力下におけるビス接合(集成材 1 枚)の x 方向回転角に関する回転剛性(式[6.2.62]) [Nmm/rad]

k ：ビス接合部のすべり剛性 [N/mm]

I_y ：柱材 1 枚の y 軸に関するビス配列 2 次モーメント(y 軸は材軸直交方向) [mm²]

Z_{wn} ：柱材 1 枚の正味断面係数 [mm³]

A_{wn} ：柱材 1 枚の正味断面積 [mm²]

b) 検定

集成材に作用する設計応力度が許容応力度を下回ることとする。

$$\frac{\sigma_{b_glulam}}{\alpha \cdot f_{b_glulam}} + \frac{\sigma_{n_glulam}}{\alpha \cdot f_{n_glulam}} \le 1 \qquad [6.2.88]$$

$$\frac{\sigma_{s_glulam}}{\alpha \cdot f_{s_glulam}} \le 1 \qquad [6.2.89]$$

ここで、

f_{b_glulam} ：集成材の許容曲げ応力度 [N/mm²]

f_{s_glulam} ：集成材の許容せん断応力度 [N/mm²]

f_{n_glulam} ：集成材の許容軸方向応力度 [N/mm²]

短期	中短期	中長期	長期
$f_{X_glulam} = f_X$	$f_{X_glulam} = \frac{1.6}{2} f_X$	$f_{X_glulam} = \frac{1.43}{2} f_X$	$f_{X_glulam} = \frac{1.1}{2} f_X$

f_X (X=b, s, n)：基準許容応力度 [N/mm²]

α ：短期許容耐力に対する低減係数(式[6.2.55])

長期、中長期、中短期においては $\alpha = 1$

2) アンカーボルト接合部

アンカーボルト接合部のクライテリアは、①アンカーボルト、②基礎コンクリートに生じる作用応力が許容耐力以下であることを確認する。

モーメントと軸力に対して、各クライテリアの応力を算出する力学モデルは、平面保持を仮定し、引張側及び圧縮側のアンカーボルト群をそれぞれその剛心位置において仮想的に 1 本に集約しボルトによって引張応力に、基礎コンクリートによって圧縮応力に抵抗する機構とする。モーメントと軸力の割合 e に応じて変動する中立軸の位置によって、引張側アンカーボルト及び圧縮側アンカーボルト、基礎コンクリートについて、Fig. 6.2.10 に示す(ⅰ)～(ⅴ)の応力状態に場合分けされる。e によって応力状態の判別を行い、諸パラメータを決定し、アンカーボルト及び基礎コンクリートの負担応力を算出する。

せん断力については、引張軸力を負担する、あるいは、基礎コンクリートとの接触面における摩擦抵抗を負担せん断力が上回る場合には、全アンカーボルトが同一のせん断力を負担するとして負担せん断力を算出する。一方、圧縮軸力を負担し、且つ、基礎コンクリートとの接触面における摩擦抵抗が負担せん断力を上回る場合には、アンカーボルトはせん断力を負担しないものとする。

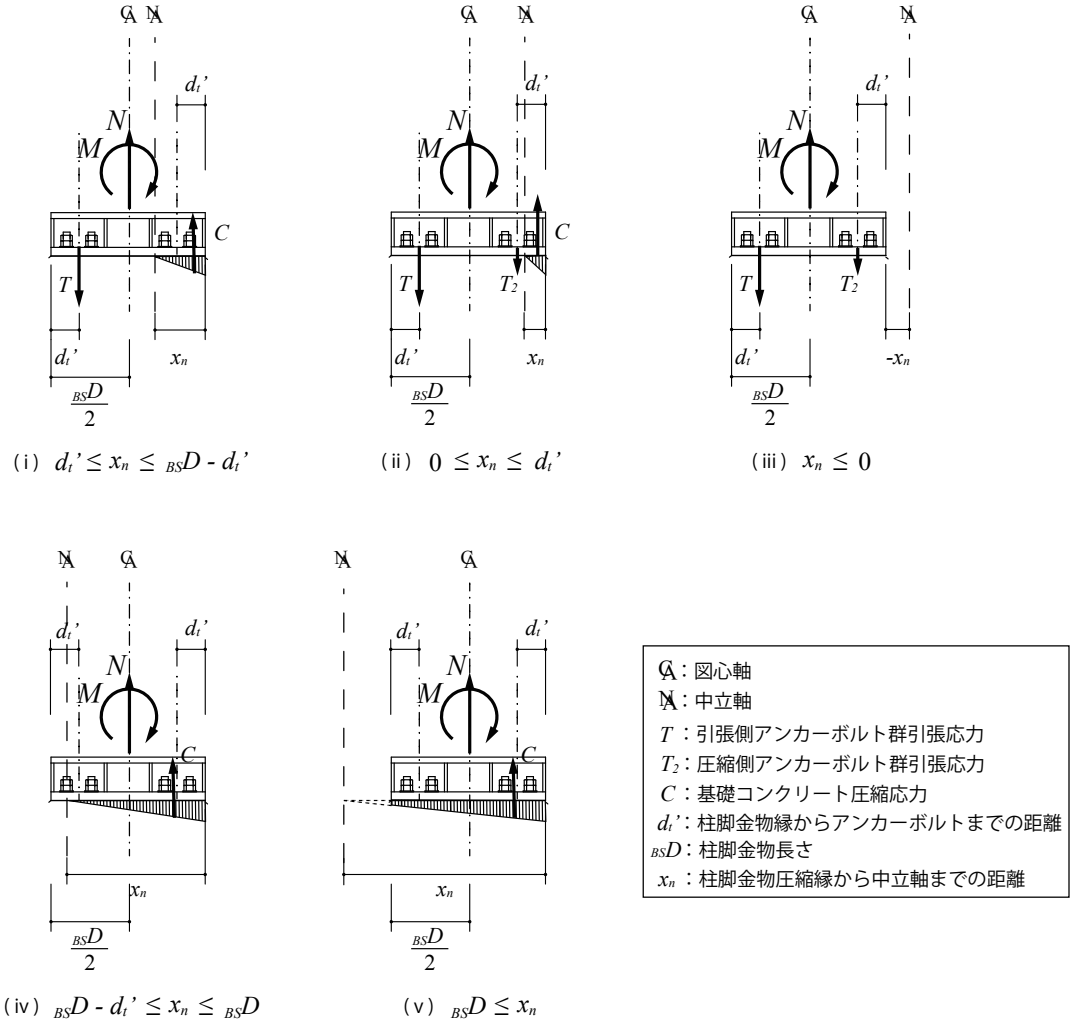


Fig. 6.2.10　アンカーボルト接合部の応力状態の判別

①アンカーボルト

a) 設計応力

軸力，せん断力、曲げモーメントの組合せ応力を受ける接合部において、引張側アンカーボルト群について 1 本当りに作用する引張応力及びせん断応力は以下のように表現される。

$$p_{b_anc}=\begin{cases}\dfrac{e+\frac{{}_{BS}D}{2}-\frac{x_n}{3}}{{}_{BS}D-d_t'-\frac{x_n}{3}}\cdot\dfrac{N_{_BS}}{{}_{anc}n_t} & \cdots\ (\mathrm{i})\\[2ex] \dfrac{\left(e+\frac{{}_{BS}D}{2}-\frac{x_n}{3}\right)\left({}_{BS}D-d_t'-x_n\right)}{2\left\{\left(\frac{{}_{BS}D}{2}-d_t'\right)^2+\left(\frac{{}_{BS}D}{2}-x_n\right)\left(\frac{{}_{BS}D}{2}-\frac{x_n}{3}\right)\right\}}\cdot\dfrac{N_{_BS}}{{}_{anc}n_t} & \cdots\ (\mathrm{ii})\\[2ex] \dfrac{{}_{BS}D-d_t'-x_n}{2\left(\frac{{}_{BS}D}{2}-x_n\right)}\cdot\dfrac{N_{_BS}}{{}_{anc}n_t} & \cdots\ (\mathrm{iii})\\[2ex] 0 & \cdots\ (\mathrm{iv})\\[2ex] 0 & \cdots\ (\mathrm{v})\end{cases} \qquad [6.2.90]$$

$$q_{b_anc}=\begin{cases}N_{_BS}>0 \text{ または } Q_{_BS}>\mu C \text{ の場合} & \dfrac{Q_{_BS}}{{}_{anc}n}\\[2ex] N_{_BS}\le 0 \text{ 且つ } Q_{_BS}\le \mu C \text{ の場合} & 0\end{cases} \qquad [6.2.91]$$

ここで、

p_{b_anc} ：引張側アンカーボルト群の 1 本あたりの設計引張応力 [N]

q_{b_anc} ：：引張側アンカーボルト群の 1 本あたりの設計せん断応力 [N]

e ：アンカーボルト接合部におけるモーメントに対する軸力の割合 [mm]

$$e=\frac{M_{_BS}}{N_{_BS}} \qquad [6.2.92]$$

${}_{anc}n_t$ ：引張側アンカーボルト群の本数

${}_{anc}n$ ：アンカーボルトの本数

${}_{BS}D$ ：柱脚金物長さ(Fig. 6.2.10) [mm]

d_t' ：引張側柱脚金物縁から引張側アンカーボルト群までの距離(Fig. 6.2.10) [mm]

x_n ：複合応力下における柱脚金物圧縮側縁から中立軸までの長さ(Fig. 6.2.10、式[6.2.93]) [mm]

$$x_n = \begin{cases} \text{3次方程式(.94)の解} & \cdots \text{(i)} \\ \text{3次方程式(.95)の解} & \cdots \text{(ii)} \\ \dfrac{{}_{BS}D}{2} - \dfrac{1}{e}\left(\dfrac{{}_{BS}D}{2} - d_t'\right)^2 & \cdots \text{(iii)} \\ 3\left(\dfrac{{}_{BS}D}{2} + e\right) & \cdots \text{(iv)} \\ \dfrac{{}_{BS}D}{2}\left(1 - \dfrac{{}_{BS}D}{6e}\right) & \cdots \text{(v)} \end{cases} \qquad [6.2.93]$$

$$x_n^3 - 3\left(e + \frac{{}_{BS}D}{2}\right)x_n^2 - \frac{6n_{e\cdot anc}a_t}{{}_{BS}B}\left\{e - \left(\frac{{}_{BS}D}{2} - d_t'\right)\right\}\left\{x_n - \left({}_{BS}D - d_t'\right)\right\} = 0 \qquad [6.2.94]$$

$$x_n^3 - 3\left(e + \frac{{}_{BS}D}{2}\right)x_n^2 - \frac{12n_{e\cdot anc}a_t}{{}_{BS}B}\left\{e\left(x_n - \frac{{}_{BS}D}{2}\right) + \left(\frac{{}_{BS}D}{2} - d_t'\right)^2\right\} = 0 \qquad [6.2.95]$$

C ：基礎コンクリートの負担する圧縮応力(式[6.2.96]) [N]

$$C = \begin{cases} \dfrac{e - \left(\dfrac{{}_{BS}D}{2} - d_t'\right)}{{}_{BS}D - d_t' - \dfrac{x_n}{3}} \cdot N_{_BS} & \cdots \text{(i)} \\ \dfrac{e\left(\dfrac{{}_{BS}D}{2} - x_n\right) - \left(\dfrac{{}_{BS}D}{2} - d_t'\right)^2}{\left(\dfrac{{}_{BS}D}{2} - d_t'\right)^2 + \left(\dfrac{{}_{BS}D}{2} - x_n\right)\left(\dfrac{{}_{BS}D}{2} - \dfrac{x_n}{3}\right)} \cdot N_{_BS} & \cdots \text{(ii)} \\ 0 & \cdots \text{(iii)} \\ -N_{_BS} & \cdots \text{(iv)} \\ -N_{_BS} & \cdots \text{(v)} \end{cases} \qquad [6.2.96]$$

b) 検定

アンカーボルトに作用する応力が許容耐力を下回ることを確認する。アンカーボルトがせん断応力を負担する場合には2次の検定式を用いることとし、アンカーボルトがせん断応力を負担しない場合には1次の検定式を用いる。

$N_{_BS} > 0$ または $Q_{_BS} > \mu C$ の場合　　$\left(\frac{p_{b_anc}}{\alpha \cdot {}_{anc}p_{ba}}\right)^2 + \left(\frac{q_{b_anc}}{\alpha \cdot {}_{anc}q_{ba}}\right)^2 \leq 1$　　[6.2.97]

$N_{_BS} \leq 0$ 且つ $Q_{_BS} \leq \mu C$ の場合　　$\frac{p_{b_anc}}{\alpha \cdot {}_{anc}p_{ba}} \leq 1$　　[6.2.98]

ここで、

${}_{anc}p_a$ ：アンカーボルトの許容引張耐力 [N]

${}_{anc}q_a$ ：アンカーボルトの許容せん断耐力 [N]

短期	中短期	中長期	長期
${}_{anc}p_{ba} = {}_{anc}p_{by}$	${}_{anc}p_{ba} = {}_{anc}p_{by}$	${}_{anc}p_{ba} = \frac{1}{1.5}{}_{anc}p_{by}$	${}_{anc}p_{ba} = \frac{1}{1.5}{}_{anc}p_{by}$
${}_{anc}q_a = {}_{anc}q_y$	${}_{anc}q_a = {}_{anc}q_y$	${}_{anc}q_a = \frac{1}{1.5}{}_{anc}q_y$	${}_{anc}q_a = \frac{1}{1.5}{}_{anc}q_y$

${}_{anc}p_{by}$ ：アンカーボルトの降伏引張耐力 [N]

$${}_{anc}p_{by} = {}_{anc}A_e \cdot {}_{anc}F_y \qquad [6.2.99]$$

${}_{anc}q_{by}$ ：アンカーボルトの降伏せん断耐力 [N]

$${}_{anc}q_{by} = {}_{anc}A_e \cdot \frac{{}_{anc}F_y}{\sqrt{3}} \qquad [6.2.100]$$

${}_{anc}F_y$ ：アンカーボルトの F 値 [N/mm^2]

${}_{anc}A_e$ ：アンカーボルトの有効断面積(式[6.2.28]) [mm^2]

α ：短期許容耐力に対する低減係数(式[6.2.55])

長期、中長期、中短期においては $\alpha = 1$

②基礎コンクリート

a) 設計応力

軸力，せん断力、曲げモーメントの組合せ応力を受ける接合部において、圧縮側基礎コンクリートについて柱脚金物圧縮側縁位置において発生する最大圧縮応力度は下式で算出される。

$$\sigma_c = \begin{cases} \dfrac{2\left\{e-\left(\dfrac{{}_{BS}D}{2}-d_t'\right)\right\}}{{}_{BS}Bx_n\left({}_{BS}D-d_t'-\dfrac{x_n}{3}\right)}\cdot N_{_BS} & \cdots\ (\mathrm{i}) \\ \dfrac{2\left\{e\left(\dfrac{{}_{BS}D}{2}-x_n\right)-\left(\dfrac{{}_{BS}D}{2}-d_t'\right)^2\right\}}{{}_{BS}Bx_n\left\{\left(\dfrac{{}_{BS}D}{2}-d_t'\right)^2+\left(\dfrac{{}_{BS}D}{2}-x_n\right)\left({}_{BS}D-\dfrac{x_n}{3}\right)\right\}}\cdot N_{_BS} & \cdots\ (\mathrm{ii}) \\ 0 & \cdots\ (\mathrm{iii}) \\ -\dfrac{2}{{}_{BS}Bx_n}\cdot N_{_BS} & \cdots\ (\mathrm{iv}) \\ \dfrac{x_n}{{}_{BS}B\,{}_{BS}D\left(\dfrac{{}_{BS}D}{2}-x_n\right)}\cdot N_{_BS} & \cdots\ (\mathrm{v}) \end{cases} \qquad [6.2.101]$$

ここで、

σ_c ：複合応力下における圧縮側基礎コンクリートの最大圧縮応力度 [N/mm²]

e ：アンカーボルト接合部におけるモーメントに対する軸力の割合 [mm]

${}_{BS}D$ ：柱脚金物長さ(Fig. 6.2.10) [mm]

d_t' ：引張側柱脚金物縁から引張側アンカーボルト群までの距離(Fig. 6.2.10) [mm]

x_n ：複合応力下における柱脚金物圧縮側縁から中立軸までの長さ(式[6.2.93]) [mm]

b) 検定

基礎コンクリートに作用する圧縮応力度が許容応力度を下回ることを確認する。

$$\frac{\sigma_c}{\alpha\cdot f_{ca}}\le 1 \qquad [6.2.102]$$

ここで、

f_{ca} ：基礎コンクリートの許容圧縮応力度 [N/mm²]

短期	中短期	中長期	長期
$f_{ca}=\frac{2}{3}F_c$	$f_{ca}=\frac{2}{3}F_c$	$f_{ca}=\frac{1}{3}F_c$	$f_{ca}=\frac{1}{3}F_c$

F_c ：コンクリートの圧縮強度 [N/mm²]

＊応力状態(Ⅰ)～(ⅴ)の場合分けの判別

(i) $d_t' \le x_n \le {}_{BS}D - d_t'$ $\Leftrightarrow$ $e \le g_4,\ g_1 \le e$

(ii) $0 \le x_n \le d_t'$ $\Leftrightarrow$ $g_2 \le e \le g_1$

(iii) $x_n \le 0$ $\Leftrightarrow$ $0 \le e \le g_2$

(iv) ${}_{BS}D - d_t' \le x_n \le {}_{BS}D$ $\Leftrightarrow$ $g_4 \le e \le g_3$

(v) ${}_{BS}D \le x_n$ $\Leftrightarrow$ $g_3 \le e \le 0$

ここで、

$$g_1 = \frac{\dfrac{4n_e a_t}{{}_{BS}B}\left(\dfrac{{}_{BS}D}{2} - d_t'\right)^2 + d_t'^2\left(\dfrac{{}_{BS}D}{2} - \dfrac{d_t'}{3}\right)}{\dfrac{4n_e a_t}{{}_{BS}B}\left(\dfrac{{}_{BS}D}{2} - d_t'\right) - d_t'^2} \qquad [6.2.103]$$

$$g_2 = \frac{\left(\dfrac{{}_{BS}D}{2} - d_t'\right)^2}{\dfrac{{}_{BS}D}{2}} \qquad [6.2.104]$$

$$g_3 = -\frac{{}_{BS}D}{6} \qquad [6.2.105]$$

$$g_4 = -\left(\frac{{}_{BS}D}{6} + \frac{d_t'}{3}\right) \qquad [6.2.106]$$

【解説】

本指針では、鋼板ビス留めモーメント抵抗接合部を用いた柱脚接合部について、設計式を示した。モーメント抵抗接合部の設計法については実験等に基づいて決定した。

(1)基本事項

柱脚接合部は、木口面における柱脚金物とのめり込みを含めた集成材-鋼板間ビス接合によるビス接合部と柱脚金物を留め付けるアンカーボルト接合と基礎コンクリートのめり込みによるアンカーボルト接合部の組合せである。柱脚金物の仕様の違いによって、TYPE-A と TYPE-B の２種類がある。柱脚金物に対して鋼板１枚が接合して、その鋼板に対してもう一方の鋼板が取りついているタイプが TYPE-A である。柱脚金物が２分されて、両方の広範囲取りつくタイプが TYPE-B である。TYPE-A は、ビス接合部から伝達する応力を鋼板１枚分の断面で伝達することとなる。力学モデルを明確にするために、ビス配置及び高力ボルト配置は対称であることを条件とした。すなわち、ビス群と高力ボルト群の図心は一致していなければならない。また、２枚の鋼板におけるビス接合の配置の仕様は同様としなければならない。また、モデル化をするにあたり、ビス接合に関してはビス配置図心及び高力ボルト配置図心を原点、材軸平行方向を x 軸(下向きを正)、材軸直交方向を y 軸とする左手系の座標を定義することとする。アンカーボルト接合部に関しては柱脚金物圧縮側縁を原点とする座標を定義することとする。外力の作用する方向は、モーメントは時計回りの方向を正、せん断力はモーメントを正に増分する方向を正、軸力は引張方向を正とする。

(2)モデル化

ビス接合部をモデル化する場合、鋼板-鋼板間の高力ボルト接合部のせん断面のすべり変形と鋼板の曲げ変形は微小であり無視できるものと仮定し、集成材-鋼板間ビス接合のすべりと木口面のめり込みを変形要素とする。集成材-鋼板間ビス接合について、ビスのせん断特性は単位ビス接合部の実験結果よりせん断性能の繊維方向に対する応力方向に応じた異方性はばらつきに含まれる程度であったため、各方向に対し異方性は考慮せず一様であるものと仮定している。尚、単位ビス接合の復元力特性は実験結果に基づきトリリニア型に近似している。また、接合部の強度実験結果より、鋼板に対する回転角が材軸直交方向よりも材軸平行方向に大きくなる傾向が認められ、集成材のせん断変形が原因と考えられたため、この変形を考慮している。集成材木口面の柱脚金物に対するめり込みについては、その応力が集成材のせん断変形を含む回転によって柱脚金物と幾何学的に重なり合う領域において発生し、めり込み起点からの距離に比例するものと仮定している。この仮定に基づけば最大圧縮応力度は柱脚金物縁において生じるが、この応力度が集成材の基準圧縮強度の 2/3 に達した時を降伏と定義している。また、降伏耐力以降もその抵抗機構は変化しないものと仮定して、ビス接合部は塑性後の挙動を解析している。高力ボルト接合については、そのすべり変形は無視できるものと仮定し、耐力は鋼構造接合部設計指針に準拠して算定するものとする。柱脚金物付鋼板については、曲げ変形は無視できるものと仮定し、縁ひずみ度が使用鋼板の F 値に達した時点を降伏耐力、全断面が使用鋼板の終局強度に達した時点を終局耐力とする。柱材２枚は応力を等しく分配するものと仮定し、等しく変形を生じるものと仮定する。言い換えれば、ある変形に対する柱材１枚の負担応力を２倍したものが接合部負担応力となるものとする。

アンカーボルト接合部をモデル化する場合、鋼構造接合部設計「露出柱脚の設計」に準じてモデル化を行うこととしている。尚、TYPE-A は、鋼板一枚が柱脚金物に接合されていることによりアンカーボルト接合断面の図心に対して幅方向に僅かに応力作用位置がずれるが、これによる影響は無視できるものと仮定する。TYPE-B は柱脚金物が分離しているが等しく応力を分配するものと仮定する。

(3)回転剛性の計算

1)ビス接合部の回転剛性

上記仮定に基づけば、ビス接合の柱材 1 枚において集成材-鋼板間ビス接合における i 番接合及び位置 y におけるめり込み応力は下式で表現される。

$$p_i = \begin{pmatrix} \dfrac{(y_i - Y)\theta_x}{\sqrt{(y_i - Y)^2\theta_x^2 + (x_i - X)^2\theta_y^2}}|p_i| \\ -\dfrac{(x_i - X)\theta_y}{\sqrt{(y_i - Y)^2\theta_x^2 + (x_i - X)^2\theta_y^2}}|p_i| \end{pmatrix} \quad [6.2.107]$$

$$\sigma_c(y) = \begin{pmatrix} -k_0(-y + Y)\theta_y \\ 0 \end{pmatrix} \quad [6.2.108]$$

ここで、

p_i ：集成材 1 枚の i 番ビス接合における負担応力 [N]

$$|p_i| = \begin{cases} 0 \leqq \delta_i < \delta_y & k \cdot \delta_i \\ \delta_y \leqq \delta_i < \delta_v & p_y + k_2 \cdot (\delta_i - \delta_y) \\ \delta_v \leqq \delta_i < \delta_u & p_u \\ \delta_u \leqq \delta_i & 0 \end{cases} \quad [6.2.109]$$

$\delta_i = \sqrt{(y_i - Y)^2\theta_x^2 + (x_i - X)^2\theta_y^2}$ ：i 番接合位置における集成材-鋼板間のすべり変位 [6.2.110]

k ：単位ビス接合部の初期剛性 [N/mm]

k_2 ：単位ビス接合部の 2 次剛性 [N/mm]

p_y ：単位ビス接合部の降伏耐力 [N]

δ_y ：単位ビス接合部の降伏変位 [mm]

p_u ：単位ビス接合部の終局耐力 [N]

δ_p ：単位ビス接合部のみかけの全塑性変位 [mm]

δ_u ：単位ビス接合部の終局変位 [mm]

$\sigma_c(y)$ ：位置 y におけるめり込み応力 [N/mm^2]

θ_x ：ビス接合の x 方向(材軸平行方向)の回転角 [rad]

θ_y ：ビス接合の y 方向(材軸平行方向)の回転角 [rad]

k_0 ：木材のめり込み剛性(式[6.2.8]) [N/mm^3]

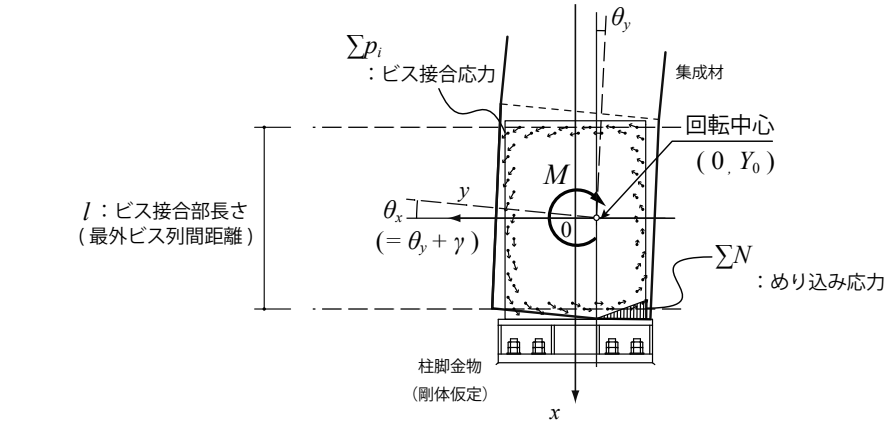
(x_i, y_i) ：集成材-鋼板間ビス接合の i 番接合具の位置座標 [mm]

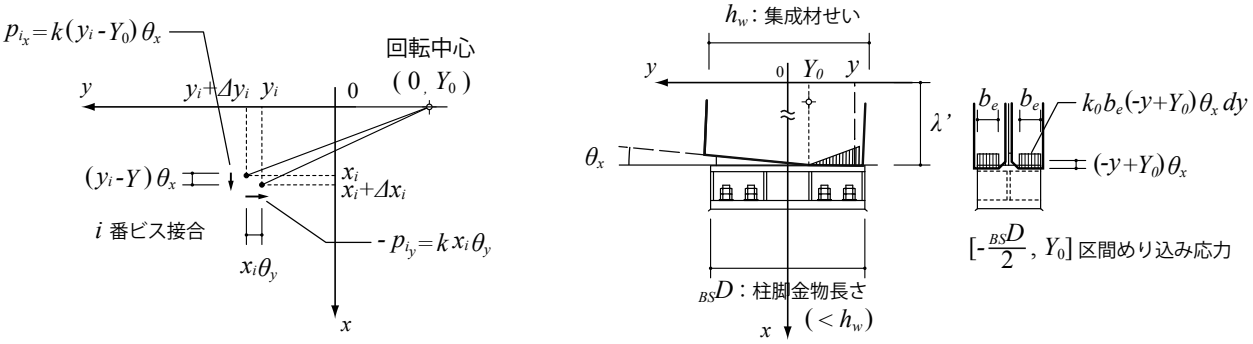
(X, Y) ：ビス接合の回転中心の位置座標 [mm]

モーメントのみ負担時における応力状態について回転剛性を求める。柱 1 材について仮定力学モデルを Fig. 6.2.11 に示す。まず、x 方向の力のつり合い条件より回転中心 (X_0, Y_0) を算出する。力のつり合い条件より以下 2 式を得る。

$$x\text{方向の力のつり合い：}\ 0 = \sum_{i=1}^{n} \frac{(y_i - Y_0)\theta_x}{\sqrt{(y_i - Y_0)^2\theta_x^2 + (x_i - X_0)^2\theta_y^2}}|p_i| + \int_{-\frac{asD}{2}}^{y_0} -k_0 b_c(-y + Y_0)\theta_x dy \quad [6.2.111]$$

y方向の力のつり合い：$0=\sum_{i=1}^{n}-\dfrac{\left(x_i-X_0\right)\theta_x}{\sqrt{\left(y_i-Y_0\right)^2\theta_x^2+\left(x_i-X_0\right)^2\theta_y^2}}\left|p_i\right|$ [6.2.112]





ビス接合応力　　めり込み応力

Fig. 6.2.11　回転剛性算出時の仮定力学モデル

式[6.2.109]及び式[6.2.110]より下式のように整理できる。

x方向の力のつり合い：$0=\sum_{i=1}^{n}k\left(y_i-Y_0\right)\theta_x+\int_{-\frac{{}_{BS}D}{2}}^{Y_0}-k_0b_e\left(-y+Y_0\right)\theta_x dy$ [6.2.113]

y方向の力のつり合い：$0=\sum_{i=1}^{n}-k\left(x_i-x_0\right)\theta_x$ [6.2.114]

⇔

x方向の力のつり合い：$0=kn\left(\overline{y_i}-Y_0\right)-\dfrac{1}{2}k_0b_e\left(\dfrac{{}_{BS}D}{2}+Y_0\right)^2$ [6.2.115]

y方向の力のつり合い：$0=-kn\left(\overline{x_i}-X_0\right)$ [6.2.116]

いま、$(\overline{x_i},\overline{y_i})$はビス配置図心の位置座標であり、この位置を原点としているから更に以下のように整理できる。

x方向の力のつり合い：$0=-knY_0-\dfrac{1}{2}k_0b_e\left(\dfrac{{}_{BS}D}{2}+Y_0\right)^2$ [6.2.117]

y方向の力のつり合い：$0 = knX_0$ [6.2.118]

式[6.2.117]よりY_0を算出する。

$$
\begin{aligned}
&0 = -knY_0 - \frac{1}{2}k_0 b_e\left(\frac{{}_{BS}D}{2} + Y_0\right)^2 \\
&\Leftrightarrow 0 = \left(\frac{{}_{BS}D}{2} + Y_0\right)^2 + 2\frac{kn}{k_0 b_e}Y_0\left(\frac{{}_{BS}D}{2} + Y_0\right) - 2\frac{kn}{k_0 b_e}\cdot\frac{{}_{BS}D}{2} \\
&\Leftrightarrow \frac{{}_{BS}D}{2} + Y_0 = -\frac{kn}{k_0 b_e} \pm \sqrt{\left(\frac{kn}{k_0 b_e}\right)^2 + 2\frac{kn}{k_0 b_e}\cdot\frac{{}_{BS}D}{2}} \\
&\Leftrightarrow Y_0 = -\left(\frac{{}_{BS}D}{2} + \frac{kn}{k_0 b_e}\right) \pm \sqrt{\left(\frac{{}_{BS}D}{2} + \frac{kn}{k_0 b_e}\right)^2 - \left(\frac{{}_{BS}D}{2}\right)^2} \\
&\Leftrightarrow Y_0 = -\frac{{}_{BS}D}{2}\cdot\left\{\left(1 + \frac{2kn}{k_0 b_e \cdot {}_{BS}D}\right) \pm \sqrt{\left(1 + \frac{2kn}{k_0 b_e \cdot {}_{BS}D}\right)^2 - 1}\right\}
\end{aligned}
$$

仮定力学モデルにおいて回転中心は柱脚金物より内側にあるから、$Y_0 > -{}_{BS}D/2$が条件であることより、Y_0は下式で算出されることとなる。

$$
Y_0 = -\frac{{}_{BS}D}{2}\cdot\left\{\left(1 + \frac{2kn}{k_0 b_e \cdot {}_{BS}D}\right) - \sqrt{\left(1 + \frac{2kn}{k_0 b_e \cdot {}_{BS}D}\right)^2 - 1}\right\} \qquad [6.2.119]
$$

式[6.2.118]よりX_0はビス群のみの負担する力のつり合いとなるため図心位置からずれない。

$$
X_0 = 0 \qquad [6.2.120]
$$

以上に回転中心の位置座標の算出方法を示した。

次に、回転剛性の算出方法を示す。回転中心まわりのモーメントのつり合い条件より下式を得る。

$$
\begin{aligned}
&0 = M + \sum_{i=1}^{n}\begin{pmatrix} x_i - X_0 \\ y_i - Y_0 \end{pmatrix} \times \begin{pmatrix} k\left(y_i - Y_0\right)\theta_x \\ -k\left(x_i - X_0\right)\theta_y \end{pmatrix} + \int_{-\frac{{}_{BS}D}{2}}^{Y_0}\begin{pmatrix} \lambda' - X_0 \\ y - Y_0 \end{pmatrix} \times \begin{pmatrix} -k_0 b_e\left(-y + Y_0\right)\theta_x dy \\ 0 \end{pmatrix} \\
&\Leftrightarrow \quad M = \sum_{i=1}^{n} k\left(y_i - Y_0\right)^2\theta_x + \sum_{i=1}^{n} k\left(x_i - X_0\right)^2\theta_y + \int_{-\frac{{}_{BS}D}{2}}^{Y_0} k_0 b_e\left(-y + Y_0\right)^2\theta_x dy
\end{aligned}
\qquad [6.2.121]
$$

いま、ビス群について

$$
\begin{aligned}
\sum_{i=1}^{n}\left(y_i - Y_0\right)^2 &= \sum_{i=1}^{n}\left\{\left(y_i - \overline{y_i}\right)^2 + 2\left(\overline{y_i} - Y_0\right)\left(y_i - \overline{y_i}\right) + \left(\overline{y_i} - Y_0\right)^2\right\} \\
&= \sum_{i=1}^{n}\left(y_i - \overline{y_i}\right)^2 + 2n\left(\overline{y_i} - Y_0\right)\left(\overline{y_i} - \overline{y_i}\right) + n\left(\overline{y_i} - Y_0\right)^2 \\
&= I_x + n\left(\overline{y_i} - Y_0\right)^2
\end{aligned}
\qquad [6.2.122]
$$

$$
\sum_{i=1}^{n}\left(x_i - X_0\right)^2 = I_y + n\left(\overline{x_i} - X_0\right)^2 \qquad [6.2.123]
$$

ここで、

I_x：集成材-鋼板間ビス接合のx軸に関するビス配列２次モーメント [mm^2]

$$
I_x = \sum_{i=1}^{n}\left(y_i - \overline{y_i}\right)^2 \qquad [6.2.124]
$$

I_y ：集成材-鋼板間ビス接合の y 軸に関するビス配列２次モーメント [mm^2]

$$I_y = \sum_{i=1}^{n}\left(x_i - \overline{x_i}\right)^2 \qquad [6.2.125]$$

以上より、式[6.2.121]はビス配置図心が原点に一致することと $X_0 = 0$ を用いて下式のように整理される。

$$M = kI_x\theta_x + kI_y\theta_y + knY_0^2\theta_x + \frac{1}{3}k_0 b_e\left(\frac{{}_{BS}D}{2} + Y_0\right)^3\theta_x \qquad [6.2.126]$$

更に、x 方向の力のつり合い条件式[6.2.117]を用いれば下式のように整理される。

$$M = kI_x\theta_x + kI_y\theta_y + \frac{1}{6}k_0 b_e\left(\frac{{}_{BS}D}{2} + Y_0\right)^2\left({}_{BS}D - Y_0\right)\theta_x \qquad [6.2.127]$$

回転角が x 方向と y 方向で異なるのは集成材がせん断変形しているためであり、幾何学的関係から各方向の回転角の間には次式が成立する。

$$\theta_x = \theta_y + \gamma \qquad [6.2.128]$$

モーメント伝達による集成材のせん断変形の影響は Fig. 6.2.12 に示す力学モデルを仮定して考慮する。接合部における集成材は、せん断変形のみ生じると仮定して、4 隅がピン接合されたパネル枠とその内部にせん断剛性 G_w を持つパネルが嵌ったモデルとする。ビスやめり込みによる応力は、接合部において内側にも分布しているが外側の応力が支配的であるため、伝達するモーメントと等価となるようなパネル枠の位置において作用する応力に単純化している。 x 方向、y 方向の各方向応力による伝達モーメント M_x、 M_y は、各方向の回転角を用いて表現されるが、それは式[6.2.127]を見れば以下の２式である。

$$M_x = kI_x\theta_x + \frac{1}{6}k_0 b_e\left(\frac{{}_{BS}D}{2} + Y_0\right)^2\left({}_{BS}D - Y_0\right)\theta_x \qquad [6.2.129]$$

$$M_y = kI_y\theta_y \qquad [6.2.130]$$

この応力を用いてパネル枠に作用する応力を表わせば、応力作用位置間の距離で除した M_x/h 及び M_y/l となる。

パネルをせん断変形させるせん断力を求めるにあたって、パネル枠に嵌ったパネルを切り出して考える。パネルに作用するせん断力に関して、x 方向、y 方向のせん断力 ${}_pQ_x$ 、 ${}_pQ_y$ の間にはモーメントのつり合い条件より以下の関係式を得る。

$$0 = {}_pQ_x \cdot h - {}_pQ_y \cdot l \qquad [6.2.131]$$

パネル枠には、モーメントに対して釣合う応力に加えて、このパネルに作用するせん断力の反力が作用する。仮想仕事の原理より、各方向について以下の２式を得る。

$$0 = M - \left(\frac{M_x}{h} + {}_pQ_x\right)\cdot h \qquad [6.2.132]$$

$$0 = \left(-\frac{M_y}{l} + {}_pQ_y\right)\cdot l \qquad [6.2.133]$$

式[6.2.133]を見れば、パネルに作用する y 方向のせん断力は、全体のモーメントのうちの y 方向応力によるも

のを接合部長さで割ったものと等価であることが分かる。言い換えれば、y 方向応力によるモーメント伝達によって生じるせん断力がパネルをせん断変形させている。

式[６.２.129]～式[６.２.133]を用いて、パネルに作用するせん断力を求める以下の２式となる。

$$ {}_{p}Q_{x} = \frac{kI_{y}}{h}\theta_{y} \qquad [6.2.134] $$

$$ {}_{p}Q_{y} = \frac{kI_{y}}{l}\theta_{y} \qquad [6.2.135] $$

集成材幅を b とすれば、せん断変形角 γ は下式で表現される。

$$ \gamma = \frac{kI_{y}}{\kappa G_{w} bhl}\theta_{y} \qquad [6.2.136] $$

ここで、κ は矩形断面のせん断変形補正係数である。集成材の断面積 $A_{w} = bh$ を用いて表しなおせば、下式を得る。

$$ \gamma = \frac{kI_{y}}{\kappa G_{w} A_{w} l}\theta_{y} \qquad [6.2.137] $$

式[６.２.128]に代入して、整理すると以下のように表わされる。

$$ \theta_{x} = \left(1 + \frac{kI_{y}}{\kappa G_{w} A_{w} l}\right)\theta_{y} \qquad [6.2.138] $$

上式において、$kI_{y}/\kappa G_{w} A_{w} l$ は集成材のせん断変形による y 方向回転角に対する x 方向回転角の増加率である。

$$ c = \frac{kI_{y}}{\kappa G_{w} A_{w} l} \qquad [6.2.139] $$

上式のように定義して、式[６.２.127]を y 方向回転角について纏めると以下のように表現される。

$$ M = \left\{ (1+c)kI_{x} + kI_{y} + (1+c)\frac{1}{6}k_{0}b_{e}\left(\frac{{}_{BS}D}{2} + Y_{0}\right)^{2}\left({}_{BS}D - Y_{0}\right) \right\}\theta_{y} \qquad [6.2.140] $$

すなわち、y 方向回転角に関する回転剛性は下式で表現される。

$$ {}_{cl}K' = (1+c)kI_{x} + kI_{y} + (1+c)\frac{1}{6}k_{0}b_{e}\left(\frac{{}_{BS}D}{2} + Y_{0}\right)^{2}\left({}_{BS}D - Y_{0}\right) \qquad [6.2.141] $$

上式は、ビス配列極２次モーメントとして $I_{p} = I_{x} + I_{y}$ を用いて整理すれば式[６.２.2]のように表される。

ここで示す解法における力学モデルにおいて、x 方向、y 方向の回転角は集成材のせん断変形を伴うため異なる。任意形解析ソフトを用いて変形解析を行う場合、架構における柱梁部材をモデル化した線材に対して連結する、接合部をモデル化した回転ばねについて、その回転角は断面の回転角に関するものとするべきである。そのため、y 方向回転角に関する回転剛性として示した式[６.２.141]を、x 方向回転角に関する回転剛性にするために $1+c$ で除して、柱２枚分の剛性とするために２倍したものがビス接合部の回転剛性となり下式で表現される。

$$ {}_{cl}K = 2\cdot(1+c)^{-1}\cdot {}_{cl}K' \qquad [6.2.142] $$

2)アンカーボルト接合部の回転剛性

鋼構造接合部設計指針の「露出柱脚の設計」に準拠するため、解説は割愛する。

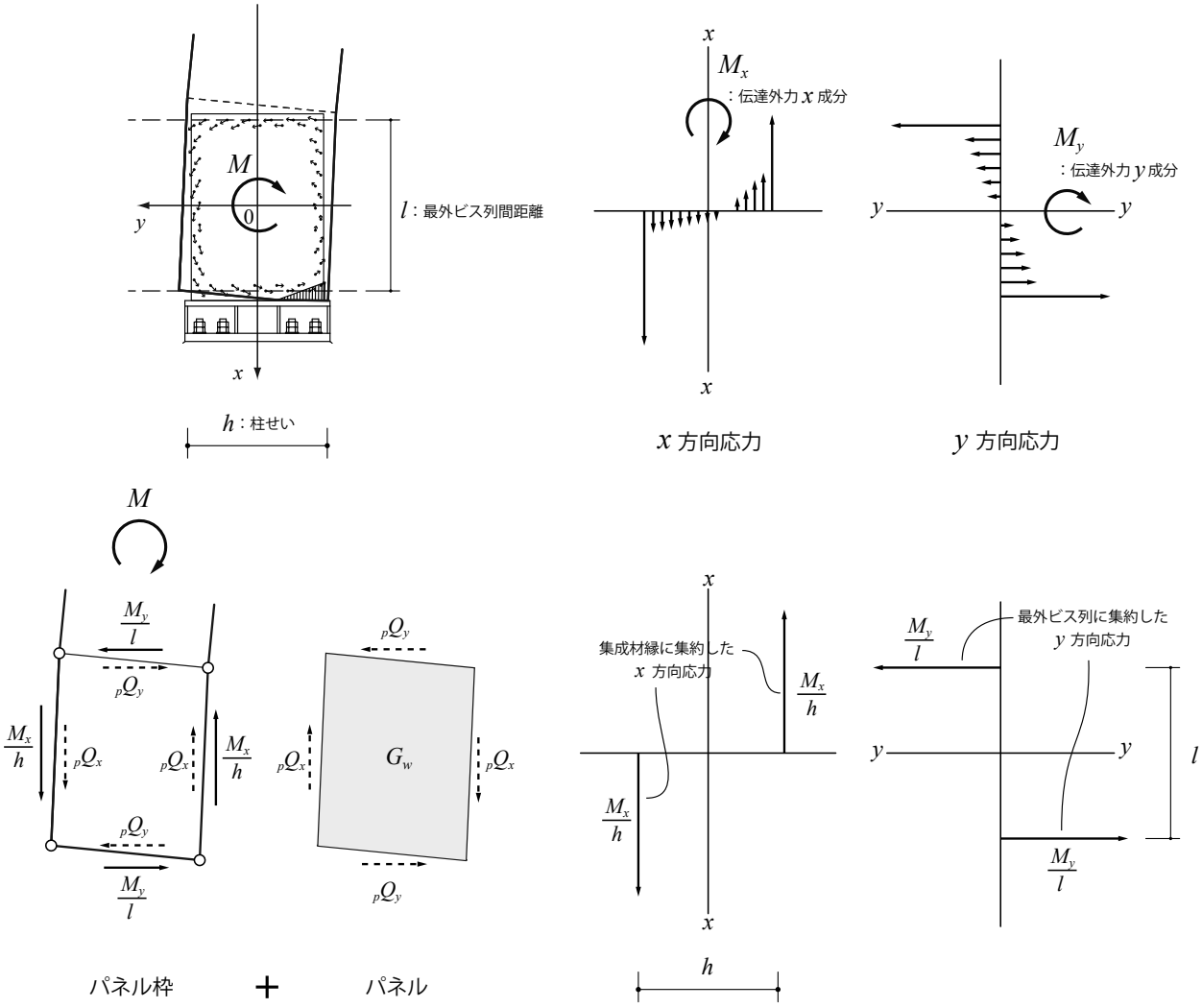


Fig. 6.2.12　集成材せん断変形考慮力学モデル

(4)降伏曲げモーメントの計算

1) ビス接合部の降伏曲げモーメント

降伏のクライテリアは、①集成材-鋼板間ビス接合部のせん断、②木口めり込み、③高力ボルト接合部のせん断、④柱脚金物付鋼板の曲げ、⑤集成材のパネルシアーとしている。

①　成材-鋼板間ビス接合部

集成材-鋼板間ビス接合部の降伏曲げモーメントは、回転中心からの距離が最も遠い位置の接合具が降伏耐力に到達した時点とする。モーメントのみ負担時の応力状態において、i番接合具位置の変位は式[6.2.110]を用いれば下式で表現される。

$$\delta_i = \sqrt{\left(y_i - Y_0\right)^2 \theta_x^2 + x_i^2 \theta_y^2} \qquad [6.2.143]$$

式[6.2.138]、式[6.2.139]、式[6.2.96]を用いてx方向回転角について整理すると下式で表現される。

$$\delta_i = \sqrt{\left(y_i - Y_0\right)^2 + \left(1+c\right)^{-2} x_i^2}\theta_x \qquad [6.2.144]$$

i番接合具位置の変位は、集成材がせん断変形を生じない場合、各方向の回転角が同一であるため単純に回転中心からその位置座標までの距離に比例するが、集成材のせん断変形を考慮した場合、各方向の回転角が異なるため、見かけ上の回転中心からの距離が前者と異なるため位置座標までの距離に比例しない。せん断変形を考慮したその距離は、式[6.2.144]において下式で表現される。

$$r_i' = \sqrt{\left(y_i - Y_0\right)^2 + \left(1+c\right)^{-2} x_i^2} \qquad [6.2.145]$$

この距離が最も大きい接合具位置において最も早く降伏するから、接合部の降伏回転角は下式で算出される。

$$\theta_{y_screw} = \frac{\delta_y}{\max[r_i']} \qquad [6.2.146]$$

この時点のモーメントすなわち集成材-鋼板間ビス接合部の降伏曲げモーメントは下式で表現される。

$$M_{y_screw} = {}_{cl}K \cdot \theta_{y_screw} \qquad [6.2.147]$$

②木口めり込み

最大圧縮応力度は、Fig. 6.2.13 に示すように三角形分布を仮定していることから回転中心から最も遠い位置の柱脚金物圧縮側縁において発生しており、木材の単位長さあたりのめり込み剛性をk_0とおけばそれは下式で表現される。

$$\sigma_{wc} = k_0\left(\frac{{}_{BS}D}{2} + Y_0\right)\theta_x \qquad [6.2.148]$$

この圧縮応力度が、集成材の基準圧縮応力度F_cの 2/3 に達した時点をめり込みの降伏として定義する。このときの回転角は下式で表現される。

$$\theta_{y_e} = \frac{2/3 \cdot F_{wc}}{k_0\left({}_{BS}D/2 + Y_0\right)} \qquad [6.2.149]$$

この時点のモーメントすなわち木口めり込みによる降伏曲げモーメントは下式で表現される。

$$M_{y_e} = {}_{cl}K \cdot \theta_{y_e} \qquad [6.2.150]$$

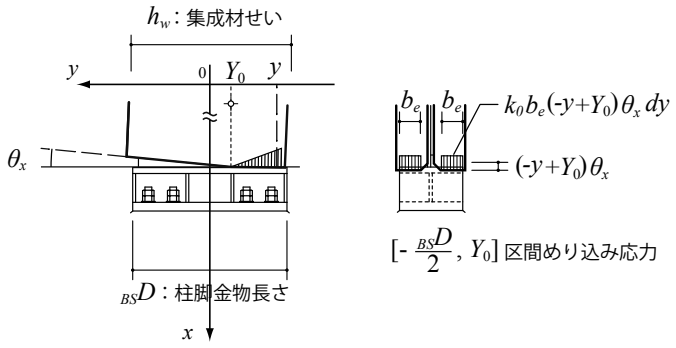


Fig. 6.2.13　集成材木口の三角形めり込み

③高力ボルト

ビス接合部の曲げモーメントをアンカーボルト接合部に伝達する過程において、一旦柱脚金物の曲げモーメントに変換される。柱材２材は応力を等しく分配するという前提において、TYPE-B の場合には、２材の柱材におけるビス接合部の負担モーメントがそれぞれ、各々の鋼板に接合された柱脚金物の曲げモーメントに変換されるため、鋼板-鋼板間にせん断力は伝達しない。一方、TYPE-A の場合には、２枚の柱材におけるビス接合部の負担モーメントのうち、柱脚金物付鋼板の方は直接変換されるが、もう片側の鋼板の方は柱脚金物付鋼板に対して高力ボルト接合を介して変換されるため、鋼板-鋼板間にせん断力が伝達する。但し、TYPE-B においても、2 枚の柱材のうち一方の負担モーメントが著しく大きくなった場合には、負担モーメントの差分だけ鋼板-鋼板間にせん断力が伝達することとなる。こういった場合も考慮するものとして、いずれの仕様についてもクライテリアに含めることとする。

鋼板-鋼板間のせん断力は、Fig. 6.2.14 に示すように集成材が負担するモーメントがビス接合を介して伝達することによって発生する。このとき、木口面のめり込みによる応力は直接柱脚金物に流れるため、この分のモーメントは伝達しない。但し、鋼板に対してビス接合を介して伝達する応力は、モーメントに加えてめり込みの反力分の引張軸力が作用した曲げ+引張の応力状態となるため、回転中心がビス配置図心からずれている。当然、この応力に抵抗する高力ボルト接合において、i番接合具の負担応力は剛心位置からの距離に比例するのではなく、引張応力分ずれた位置からの距離に比例することとなる。この位置を高力ボルト接合の回転中心と定義する。

ビス接合を介して伝達する応力は、式[6.2.107]の符号が正負逆になるから下式で表現できる。

$$-p_i = \begin{pmatrix} -k\left(y_i - Y_0\right)\theta_x \\ kx_i\theta_y \end{pmatrix} \qquad [6.2.151]$$

位置座標$\left({}_{HTB}x_i, {}_{HTB}y_i\right)$における$i$番高力ボルトの負担応力は、回転中心座標$\left({}_{HTB}X_0, {}_{HTB}Y_0\right)$からの距離に比例するが、その距離は下式で表現される。

$${}_{HTB}r_i = \sqrt{\left({}_{HTB}x_i - {}_{HTB}X_0\right)^2 + \left({}_{HTB}y_i - {}_{HTB}Y_0\right)^2} \qquad [6.2.152]$$

i番高力ボルトの負担応力${}_{HTB}p_i$は下式で表現できる。

$${}_{HTB}p_i = \begin{pmatrix} \frac{{}_{HTB}y_i - {}_{HTB}Y_0}{{}_{HTB}r_i'} \cdot \left|{}_{HTB}p_i\right| \\ -\frac{{}_{HTB}x_i - {}_{HTB}X_0}{{}_{HTB}r_i'} \cdot \left|{}_{HTB}p_i\right| \end{pmatrix} \qquad [6.2.153]$$

ここで、

$$\left|{}_{HTB}p_i\right| = \frac{{}_{HTB}r_i'}{\max\left[{}_{HTB}r_i'\right]}\max\left[\left|{}_{HTB}p_i\right|\right] \qquad [6.2.154]$$

以上に定義した作用応力を用いて、鋼板に関する力のつり合い条件より以下の２式を得る。

$$0 = \sum_{i=1}^{n} -k\left(y_i - Y_0\right)\theta_x + \sum_{i=1}^{{}_{HTB}n} \frac{{}_{HTB}y_i - {}_{HTB}Y_0}{{}_{HTB}r_i'}\left|{}_{HTB}p_i\right| \qquad [6.2.155]$$

$$0 = \sum_{i=1}^{n} kx_i\theta_y + \sum_{i=1}^{{}_{HTB}n} -\frac{{}_{HTB}x_i - {}_{HTB}X_0}{{}_{HTB}r_i'}\left|{}_{HTB}p_i\right| \qquad [6.2.156]$$

⇔

$$0 = -kn\left(\overline{y_i} - Y_0\right)\theta_x + \frac{\max\left[\left|{}_{HTB}p_i\right|\right]}{\max\left[\left|{}_{HTB}r_i'\right|\right]} \cdot {}_{HTB}n\left(\overline{{}_{HTB}y_i} - {}_{HTB}Y_0\right) \qquad [6.2.157]$$

$$0 = kn\overline{x}\theta_y - \frac{\max\left[\left|{}_{HTB}p_i\right|\right]}{\max\left[\left|{}_{HTB}r_i'\right|\right]} \cdot {}_{HTB}n\left(\overline{{}_{HTB}x_i} - {}_{HTB}X_0\right) \qquad [6.2.158]$$

ビス配置図心座標 $(\overline{x_i}, \overline{y_i})$ 及び高力ボルト図心座標 $(\overline{{}_{HTB}x_i}, \overline{{}_{HTB}y_i})$ は原点に一致するから、下式のように整理される。

$$0 = knY_0\theta_x - \frac{\max\left[\left|{}_{HTB}p_i\right|\right]}{\max\left[\left|{}_{HTB}r_i'\right|\right]} \cdot {}_{HTB}n\,{}_{HTB}Y_0 \qquad [6.2.159]$$

$$0 = \frac{\max\left[\left|{}_{HTB}p_i\right|\right]}{\max\left[\left|{}_{HTB}r_i'\right|\right]} \cdot {}_{HTB}n\,{}_{HTB}X_0 \qquad [6.2.160]$$

また、原点まわりのモーメントのつり合い条件より下式を得る。

$$0 = \sum_{i=1}^{n}\begin{pmatrix} x_i \\ y_i \end{pmatrix} \times \begin{pmatrix} -k\left(y_i - Y_0\right)\theta_x \\ kx_i\theta_y \end{pmatrix} + \sum_{i=1}^{{}_{HTB}n}\begin{pmatrix} {}_{HTB}x_i \\ {}_{HTB}y_i \end{pmatrix} \times \begin{pmatrix} \dfrac{{}_{HTB}y_i - {}_{HTB}Y_0}{{}_{HTB}r_i}\left|{}_{HTB}p_i\right| \\ -\dfrac{{}_{HTB}x_i - {}_{HTB}X_0}{{}_{HTB}r_i}\left|{}_{HTB}p_i\right| \end{pmatrix} \qquad [6.2.161]$$

⇔

$$0 = \sum_{i=1}^{n}\begin{pmatrix} x_i \\ y_i \end{pmatrix} \times \begin{pmatrix} -k\left(y_i - Y_0\right)\theta_x \\ kx_i\theta_y \end{pmatrix} + \sum_{i=1}^{{}_{HTB}n}\begin{pmatrix} {}_{HTB}x_i \\ {}_{HTB}y_i \end{pmatrix} \times \begin{pmatrix} \dfrac{\max\left[\left|{}_{HTB}p_i\right|\right]}{\max\left[{}_{HTB}r_i'\right]}\left({}_{HTB}y_i - {}_{HTB}Y_0\right) \\ -\dfrac{\max\left[\left|{}_{HTB}p_i\right|\right]}{\max\left[{}_{HTB}r_i'\right]}\left({}_{HTB}x_i - {}_{HTB}X_0\right) \end{pmatrix} \qquad [6.2.162]$$

⇔

$$0 = \sum_{i=1}^{n}\left\{kx_i^2\theta_y + k\left(y_i^2 - Y_0y_i\right)\theta_x\right\} - \frac{\max\left[\left|{}_{HTB}p_i\right|\right]}{\max\left[{}_{HTB}r_i\right]} \cdot \sum_{i=1}^{{}_{HTB}n}\left\{\left({}_{HTB}x_i^2 - {}_{HTB}X_0\,{}_{HTB}x_i\right) + \left({}_{HTB}y_i^2 - {}_{HTB}Y_0\,{}_{HTB}y_i\right)\right\} \qquad [6.2.163]$$

⇔

$$\left(kI_y\frac{1}{1+c}+kI_x\right)\theta_x=\frac{\max\left[\left|{}_{HTB}p_i\right|\right]}{\max\left[{}_{HTB}r_i'\right]}\cdot\Sigma\,{}_{HTB}r_i^2 \qquad [6.2.164]$$

ここで、${}_{HTB}r_i$ は i 番高力ボルト接合具の原点からの距離であり、下式で定義するものである。

$${}_{HTB}r_i=\sqrt{x_i^2+y_i^2} \qquad [6.2.165]$$

高力ボルト接合の回転中心の y 座標 ${}_{HTB}Y_0$ は、式[6.2.159]、式[6.2.164]を用いて整理すれば下式で表現される。

$${}_{HTB}Y_0=\frac{\Sigma\,{}_{HTB}r_i^2\,/\,{}_{HTB}n}{\left(I_y\dfrac{1}{1+c}+I_x\right)\Big/n}\cdot Y_0 \qquad [6.2.166]$$

また、高力ボルト接合の回転中心の x 座標 ${}_{HTB}X_0$ は、式[6.2.160]より下式で表現される。

$${}_{HTB}X_0=0 \qquad [6.2.167]$$

式[6.2.164]を見れば、左辺は接合部が負担する全モーメントのうちの柱材 1 枚における集成材-鋼板間ビス接合が負担するモーメントである。x 方向回転角について接合部の回転剛性を用いて表わせば下式となる。

$$\left(kI_y\frac{1}{1+c}+kI_x\right)\cdot\frac{M}{{}_{cl}K}=\frac{\max\left[\left|{}_{HTB}p_i\right|\right]}{\max\left[{}_{HTB}r_i'\right]}\cdot\Sigma\,{}_{HTB}r_i^2 \qquad [6.2.168]$$

式[6.2.141]、式[6.2.142]を用いて、接合部の負担モーメントについて整理すると下式を得る。

$$M=2\cdot\left\{1+\frac{(1+c)\dfrac{1}{6}k_0b_e\left(\dfrac{{}_{BS}D}{2}+Y_0\right)^2\left({}_{BS}D-Y_0\right)}{kI_p+ckI_x}\right\}\cdot\frac{\max\left[\left|{}_{HTB}p_i\right|\right]}{\max\left[{}_{HTB}r_i'\right]}\cdot\Sigma\,{}_{HTB}r_i^2 \qquad [6.2.169]$$

降伏は最大応力を負担する回転中心から最遠方の高力ボルトが降伏耐力 q_{by} に達した時点とし、下式が条件となる。

$$\max\left[\left|{}_{HTB}p_i\right|\right]=q_{by} \qquad [6.2.170]$$

以上より、高力ボルト接合の降伏曲げモーメントは下式で表現される。

$$M_{y_HTB}=2\cdot\left\{1+\frac{(1+c)\dfrac{1}{6}k_0b_e\left(\dfrac{{}_{BS}D}{2}+Y_0\right)^2\left({}_{BS}D-Y_0\right)}{kI_p+ckI_x}\right\}\cdot\frac{\Sigma\,{}_{HTB}r_i^2}{\max\left[{}_{HTB}r_i'\right]}\cdot q_{by} \qquad [6.2.171]$$

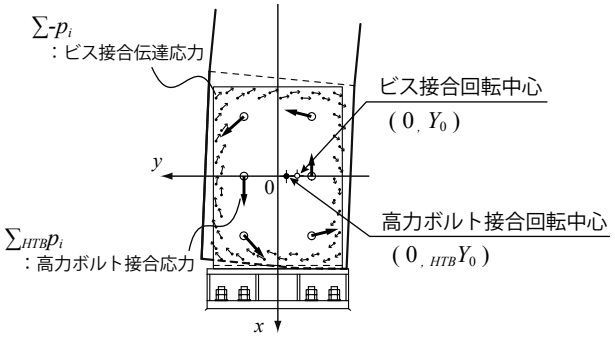


Fig. 6.2.14　鋼板-鋼板間の高力ボルト接合の負担応力

④柱脚金物付鋼板

Fig. 6.2.15 に示すように、柱材２枚の負担モーメントが柱脚金物の曲げモーメント変換されるとき、取りつく鋼板の負担モーメントが最大となるのはその境界位置においてである。TYPE-A の場合にはこの位置における断面は鋼板一枚分であり、TYPE-B の場合には２枚分である。この位置の断面が負担する曲げモーメントは集成材-鋼板間ビス接合を介して伝達する応力によるものであり、木口面のめり込みによる応力は直接柱脚金物に流れるためこの分のモーメントは低減される。但し、このめり込み反力分の引張軸力によって、境界位置の断面は曲げ+引張の応力状態となる。鋼板-柱脚金物境界における鋼板の断面(断面係数：Z_s、断面積：A_s)に作用する曲げモーメント M_{steel} と軸力 N_{steel} を、力・モーメントのつり合い条件より算出する。式変形は「③高力ボルト」に詳しく展開しているので、ここでは割愛する。ビス接合を介して伝達する応力は、式[6.2.151]に示す通りである。力のつり合い条件より下式を得る。ここで、鋼板の断面が負担する応力は柱２枚分であることに注意する。

$$0 = N_{steel} + 2\cdot\sum_{i=1}^{n} -k\left(y_i - Y_0\right)\theta_x \qquad [6.2.172]$$

$$\Leftrightarrow N_{steel} = -2knY_0\theta_x = \frac{1}{2}k_0 b_e\left(\frac{{}_{BS}D}{2} + Y_0\right)^2\theta_x \qquad (\because 式[6.2.117]) \qquad [6.2.173]$$

また、原点まわりのモーメントのつり合い条件より下式を得る。

$$0 = -M_{steel} + 2\cdot\sum_{i=1}^{n}\begin{pmatrix} x_i \\ y_i \end{pmatrix}\times\begin{pmatrix} -k\left(y_i - Y\right)\theta_x \\ k\left(x_i - X\right)\theta_y \end{pmatrix} \qquad [6.2.174]$$

$$\Leftrightarrow M_{steel} = 2\cdot\left(kI_x + \frac{1}{1+c}kI_y\right)\theta_x \qquad [6.2.175]$$

いま、接合部の負担モーメント用いて表わせば、曲げモーメント M_{steel} と軸力 N_{steel} に関して以下の２式を得る。

$$M_{steel} = 2\cdot\left(kI_x + \frac{1}{1+c}kI_y\right)\cdot\frac{M}{{}_{cl}K} \qquad [6.2.176]$$

$$N_{steel} = -2knY_0\cdot\frac{M}{{}_{cl}K} \qquad [6.2.177]$$

降伏は鋼板の縁応力度が降伏耐力に達した時点として、下式を条件式とする。

$$\frac{M_{steel}}{Z_s} + \frac{N_{steel}}{A_s} = F_{sy} \qquad [6.2.178]$$

以上３式より、柱脚付鋼板の降伏モーメントは下式で表現される。

$$M = F_{sy}Z_s\cdot\left[1 + \frac{(1+c)\frac{1}{2}k_0 b_e\left(\frac{{}_{BS}D}{2} + Y_0\right)^2\left\{\frac{1}{3}\left({}_{BS}D - Y_0\right) - \frac{Z_s}{A_s}\right\}}{kI_p + ckI_x + (1+c)\frac{1}{2}k_0 b_e\left(\frac{{}_{BS}D}{2} + Y_0\right)^2\cdot\frac{Z_s}{A_s}}\right] \qquad [6.2.179]$$

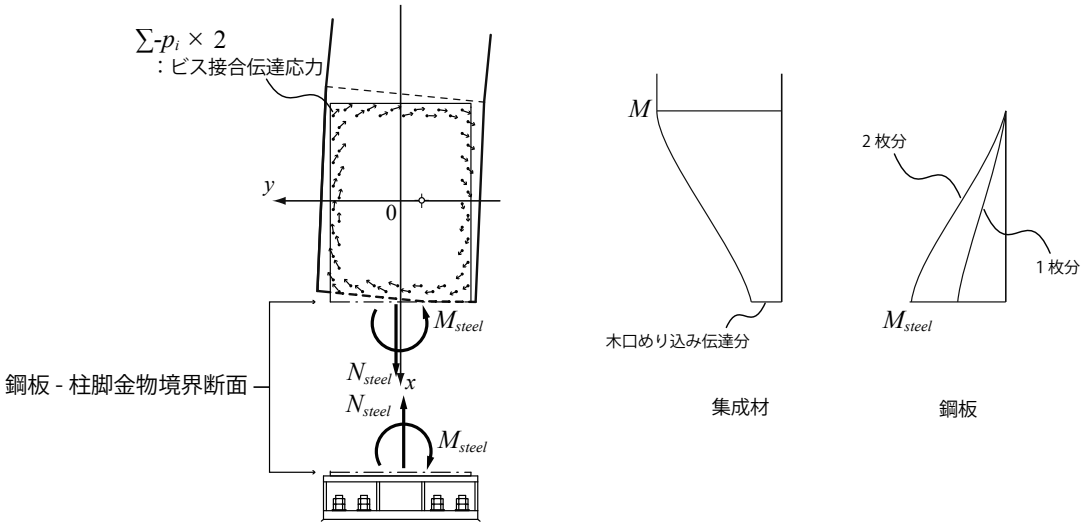


Fig. 6.2.15　柱脚金物付鋼板の負担応力

⑤集成材のパネルシアー

式[6.2.133]でも見たように、接合部において負担するモーメントのうち y 方向応力によるモーメント伝達によって集成材はせん断変形を起こす。柱材 1 枚において、y 方向応力によるモーメント M_y は式[6.2.130]によって y 方向回転角を用いて表現される。また、柱 1 材の負担モーメントは式[6.2.140]によって y 方向回転角を用いて表現される。2 式より、y 方向応力によるモーメントを全負担モーメントで表わせば下式で表現される。

$$M_y = \frac{kI_y}{{}_dK'} M \qquad [6.2.180]$$

いま、$w_0 = kI_y / {}_dK'$ と定義すれば、y 方向のせん断力 ${}_pQ_y$ は下式ように表現される。

$${}_pQ_y = \frac{M_y}{l} = \frac{w_0 M}{l} \qquad [6.2.181]$$

集成材断面に生じる最大せん断応力度は下式で表現される。

$$\tau_w = \frac{1.5 w_0}{A_{wn} l} M \qquad [6.2.182]$$

降伏は集成材断面に生じる最大せん断応力度が短期許容せん断耐力に達した時点として、以下の条件式を得る。

$$\tau_w = f_{swy} \qquad [6.2.183]$$

これまでの展開は柱材 1 枚についてであることに注意すれば、集成材のパネルシアーに関する曲げモーメントは下式で表現される。

$$M = 2 \cdot w_0^{-1} \cdot \frac{f_{swy} A_{wn} l}{1.5} \qquad [6.2.184]$$

2) アンカーボルト接合部の降伏曲げモーメント

降伏のクライテリアは、①アンカーボルトの引張、②基礎コンクリートの圧縮としている。但し、接合部が十分

な靭性能を確保できるように、アンカーボルトの引張降伏が基礎コンクリートの圧縮降伏に対して先行するように設計をする。

本文にも記載したように、力学モデルは引張側アンカーボルト群をその剛心位置に 1 本に集約し、基礎コンクリートの応力分布を三角形分と仮定したものであり、圧縮側アンカーボルト群は無視したつり合い条件としている。平面保持仮定が成り立つ場合、抵抗要素に生じるひずみは中立軸からの距離に比例するから、基礎コンクリートの圧縮縁に生じる最大圧縮応力度 σ_c を用いて、1 本に集約したアンカーボルト群位置のひずみ ε_s を表わせば下式で算出できる。但し、コンクリートのヤング係数を E_c と表わす。各変数は、Fig. 6.2.6 を参照のこと。

$$\varepsilon_s = \frac{{}_{BS}D - d_t' - x_{n0}}{x_{n0}} \cdot \frac{\sigma_c}{E_c} \qquad [6.2.185]$$

これより、アンカーボルトの応力度 σ_s は下式で算出できる。尚、アンカーボルトのヤング係数を E_s と表わす。

$$\sigma_s = \frac{{}_{BS}D - d_t' - x_{n0}}{x_{n0}} \cdot \frac{E_s}{E_c} \cdot \sigma_c \qquad [6.2.186]$$

基礎コンクリートに対するアンカーボルトのヤング係数比を $n_e = E_s / E_c$ と定義して、引張側アンカーボルト群の負担する引張力 T は、群の総断面積 ${}_{anc}a_t$ を用いて下式で算出される。

$$T = \frac{{}_{BS}D - d_t' - x_{n0}}{x_{n0}} \cdot n_e \cdot \sigma_c \cdot {}_{anc}a_t \qquad [6.2.187]$$

また、基礎コンクリートの圧縮力 C は下式で算出される。

$$C = \int_0^{x_{n0}} \frac{x_{n0} - x}{x_{n0}} \cdot \sigma_c \cdot {}_{BS}B dx = \frac{1}{2} \sigma_c \cdot {}_{BS}B x_{n0} \qquad [6.2.188]$$

力のつり合い条件より、以下のように圧縮側柱脚金物縁から中立軸位置まで距離 x_{n0} についての２次方程式を得る。

$$\begin{aligned} 0 &= T - C \\ &= \frac{{}_{BS}D - d_t' - x_{n0}}{x_{n0}} \cdot n_e \cdot \sigma_c \cdot {}_{anc}a_t - \frac{1}{2} \sigma_c \cdot {}_{BS}B x_{n0} \end{aligned}$$

$$\Leftrightarrow x_{n0}{}^2 + 2\frac{n_e \cdot {}_{anc}a_t}{{}_{BS}B} x_{n0} - 2\frac{n_e \cdot {}_{anc}a_t}{{}_{BS}B}\left({}_{BS}D - d_t'\right) = 0 \qquad [6.2.189]$$

２次方程式を解けば、中立軸位置までの距離 x_{n0} が以下のように算出される。

$$x_{n0} = \frac{n_e \cdot {}_{anc}a_t}{{}_{BS}B}\left\{-1 + \sqrt{1 + 2\frac{{}_{BS}B}{n_e \cdot {}_{anc}a_t}\left({}_{BS}D - d_t'\right)}\right\} \qquad [6.2.190]$$

接合部の負担モーメントはアンカーボルトの引張力 T を用いて下式で表現できる。

$$\begin{aligned} M &= T \cdot \left(\frac{{}_{BS}D}{2} - d_t'\right) + C \cdot \left(\frac{{}_{BS}D}{2} - \frac{x_{n0}}{3}\right) \\ &= T \cdot \left({}_{BS}D - d_t' - \frac{x_{n0}}{3}\right) \end{aligned} \qquad [6.2.191]$$

また、基礎コンクリートの最大圧縮応力度 σ_c を用いて表わせば下式で表現できる。

$$M = \frac{1}{2}\sigma_c \cdot {}_{BS}Bx_{n0} \cdot \left({}_{BS}D - d_t' - \frac{x_{n0}}{3} \right) \quad [6.2.192]$$

①アンカーボルトの引張降伏

アンカーボルトの引張降伏はアンカーボルトが降伏耐力 ${}_{anc}F_y$ に達する時点とし、下式がその条件となる。

$$T = {}_{anc}P_{ty} \quad [6.2.193]$$

ここで、

$${}_{anc}P_{ty} = {}_{anc}a_t \cdot {}_{anc}F_y \quad [6.2.194]$$

アンカーボルトの引張降伏曲げモーメント ${}_{AT}M_y$ は下式で算出される。

$${}_{AT}M_y = {}_{anc}P_{ty} \cdot \left({}_{BS}D - d_t' - \frac{x_{n0}}{3} \right) \quad [6.2.195]$$

②基礎コンクリートの圧縮降伏

基礎コンクリートの圧縮降伏は最大圧縮応力度 σ_c がコンクリートの圧縮強度の 2/3 に達する時点とし、下式がその条件となる。

$$\sigma_c = \frac{2}{3}F_c \quad [6.2.196]$$

基礎コンクリートの圧縮降伏曲げモーメント ${}_{AC}M_y$ は下式で算出される。

$${}_{AC}M_y = \frac{1}{3}F_c \cdot {}_{BS}Bx_{n0} \cdot \left({}_{BS}D - d_t' - \frac{x_{n0}}{3} \right) \quad [6.2.197]$$

(5)最大曲げモーメントの計算

1) ビス接合部の最大曲げモーメント

最大耐力のクライテリアは、①集成材-鋼板間ビス接合部のせん断、②木口めり込み、③高力ボルト接合部のせん断、④柱脚金物付鋼板の曲げ、⑤集成材の曲げとしている。

① 成材-鋼板間ビス接合部

集成材-鋼板間ビス接合部の最大曲げモーメントは、いずれかの接合具が終局変位に達した時点の曲げモーメントとする。集成材-鋼板間ビス接合における i 番接合具および位置 y におけるめり込み応力はどの時点においても式[6.2.107]、式[6.2.108]、式[6.2.109]、式[6.2.110]を用いて表わすことができる。厳密にいえば、ある時点におけるモーメント回転角関係は、これらの応力を用いて以下の 4 つの力と変形のつり合い条件(上から順に、x 方向応力のつり合い条件、y 方向応力のつり合い条件、各方向回転角の幾何学的変形のつり合い条件、せん断変形の定義)より、4 つの未知数すなわち回転中心座標 X , Y 、各方向の回転角 θ_x , θ_y を収束計算によって決定し算出しなければならない。

・つり合い条件

$$0=\sum_{i=1}^{n}\frac{\left(y_i-Y\right)\theta_x}{\sqrt{\left(y_i-Y\right)^2\theta_x^2+\left(x_i-X\right)^2\theta_y^2}}\left|p_i\right|+\int_{-\frac{BSD}{2}}^{Y_0}-k_0b_c\left(-y+Y\right)\theta_x dy \qquad [6.2.198]$$

$$0=\sum_{i=1}^{n}-\frac{\left(x_i-X\right)\theta_x}{\sqrt{\left(y_i-Y\right)^2\theta_x^2+\left(x_i-X\right)^2\theta_y^2}}\left|p_i\right| \qquad [6.2.199]$$

$$\theta_x=\theta_y+\gamma \qquad [6.2.200]$$

$$\gamma=\frac{\sum_{i=1}^{n}\frac{x_i\left(x_i-X\right)\theta_x}{\sqrt{\left(y_i-Y\right)^2\theta_x^2+\left(x_i-X\right)^2\theta_y^2}}\left|p_i\right|}{\kappa G_w A_w l} \qquad [6.2.201]$$

しかし、実用上接合部の設計の度に収束計算を行ってモーメント回転角関係を算出するのは、高度な解析を要求する上非常に煩雑である。定性的には、回転中心座標は徐々に圧縮側柱脚金物縁に近づいていくこと、せん断変形は降伏以後、徐々に影響が小さくなり各方向の回転角は近づいた値となること、が傾向として挙げられる。柱脚接合部においては、アンカーボルト接合によって十分な靭性を確保する設計方針とするため、降伏後の挙動については、変形におけるアンカーボルト接合の占める割合が非常に大きく、先に挙げた傾向が接合部の挙動をクリティカルに左右するとは考えにくい。このため、簡易手法による増分解析を行うこととして、回転中心および各方向回転角の比率に関して、弾性時のものを代用して、降伏後の非線形領域における接合部挙動を推定することとする。このとき、式[6.2.107]～式[6.2.110]は以下のように書き換えられる。

$$p_i=\begin{pmatrix}\frac{\left(y_i-Y_0\right)}{r_i'}\left|p_i\right| \\ -\frac{\left(1+c\right)^{-1}x_i}{r_i'}\left|p_i\right|\end{pmatrix} \qquad [6.2.202]$$

$$\sigma_c(y)=\begin{pmatrix}-k_0\left(-y+Y_0\right)\left(1+c\right)^{-1}\theta_x \\ 0\end{pmatrix} \qquad [6.2.203]$$

ここで、

$$\left|p_i\right|=\begin{cases}0\leqq r_i'\theta_x<r_i'\theta_{yi} & k\cdot r_i'\theta_x \\ r_i'\theta_{yi}\leqq r_i'\theta_x<r_i'\theta_{iv} & kr_i'\theta_{iy}+k_2\cdot r_i'\left(\theta_x-\theta_{iy}\right) \\ r_i'\theta_{iv}\leqq r_i'\theta_x<r_i'\theta_{iu} & kr_i'\theta_{iy}+k_2\cdot r_i'\left(\theta_{iv}-\theta_{iy}\right) \\ r_i'\theta_{iu}\leqq r_i'\theta_x & 0\end{cases} \qquad [6.2.204]$$

$\delta_i=r_i'\cdot\theta_x$ ：i番接合位置における集成材-鋼板間のすべり変位 [6.2.205]

$$\theta_{iy}=\frac{\delta_y}{r_i'} \qquad [6.2.206]$$

$$\theta_{iv}=\frac{\delta_v}{r_i'} \qquad [6.2.207]$$

$$\theta_{iu}=\frac{\delta_u}{r_i'} \qquad [6.2.208]$$

集成材-鋼板間ビス接合における i 番ビス接合の回転中心まわりのモーメント m_i は次式で算出される。

$$m_i = -\begin{pmatrix} x_i \\ y_i - Y_0 \end{pmatrix} \times \begin{pmatrix} \dfrac{(y_i - Y_0)}{r_i'}|p_i| \\ -\dfrac{(1+c)^{-1} x_i}{r_i'}|p_i| \end{pmatrix} = \left\{ (1+c)^{-1} y_i^2 + (y_i - Y_0)^2 \right\} \frac{|p_i|}{r_i'} \qquad [6.2.209]$$

いま、

$$r_i = \sqrt{(1+c)^{-1} x_i^2 + (y_i - Y_0)^2} \qquad [6.2.210]$$

と定義し、式[6.2.209]に代入すれば i 番ビス接合の回転中心まわりのモーメントは以下のように整理される。

$$m_i = \begin{cases} 0 \leqq \theta_x < \theta_{yi} & k \cdot r_i^2 \theta_x \\ \theta_{yi} \leqq \theta_x < \theta_{iv} & k r_i^2 \theta_{iy} + k_2 \cdot r_i^2 (\theta_x - \theta_{iy}) \\ \theta_{iv} \leqq \theta_x < \theta_{iu} & k r_i^2 \theta_{iy} + k_2 \cdot r_i^2 (\theta_{iv} - \theta_{iy}) \\ \theta_{iu} \leqq \theta_x & 0 \end{cases} \qquad [6.2.211]$$

$\delta_i = r_i' \cdot \theta_x$ ：i 番接合位置における集成材-鋼板間のすべり変位 [6.2.212]

$$\theta_{iy} = \frac{\delta_y}{r_i'} \qquad [6.2.213]$$

$$\theta_{iv} = \frac{\delta_v}{r_i'} \qquad [6.2.214]$$

$$\theta_{iu} = \frac{\delta_u}{r_i'} \qquad [6.2.215]$$

また、木口めり込み応力の回転中心まわりのモーメント ΣM は下式で表現される。

$$\begin{aligned} \Sigma M &= -\int_{-\frac{BSD}{2}}^{Y_0} \begin{pmatrix} \lambda' \\ y - Y_0 \end{pmatrix} \times \begin{pmatrix} -k_0 b_e \cdot {}_{BS}B(-y + Y_0)(1+c)^{-1} \theta_x \\ 0 \end{pmatrix} \\ &= \frac{1}{3} k_0 b_{eBS} B \left(\frac{{}_{BS}D}{2} + Y_0 \right) \theta_x \end{aligned} \qquad [6.2.216]$$

以上より、ビス接合部の負担モーメント $M_{_screw}$ は下式で表現できる。

$$M_{_screw} = 2\left(\sum_{i=1}^{n} m_i + M \right) \qquad [6.2.217]$$

最大耐力はいずれかのビス接合が終局変位に達した時点として、以下の条件式を得る。

$$\theta_x = \theta_{\max_screw} \qquad [6.2.218]$$

ここで、

$$\theta_{\max_screw} = \frac{\delta_u}{\max[r_i']} \qquad [6.2.219]$$

以上より、集成材-鋼板間ビス接合の最大曲げモーメント $M_{\max_screw}$ は下式で表現できる。

$$M_{\max_screw} = M_{_screw}(\theta_{\max_screw}) \qquad [6.2.220]$$

②木口めり込み

木口めり込みの最大曲げモーメントは、前項において算出したモーメント回転角関係において、柱脚金物圧縮縁で生じる最大圧縮応力度が基準材料強度に達した時点のものとする。最大圧縮応力度は下式で表現される。

$$\sigma_c(-{}_{BS}D/2) = k_0 \cdot \left({}_{BS}D/2 + Y_0\right) \cdot \theta_x \qquad [6.2.221]$$

最大耐力は最大圧縮応力度が基準材料強度に達した時点とするから、以下の条件式を得る。

$$\sigma_c(-{}_{BS}D/2) = F_{wc} \qquad [6.2.222]$$

この時点における回転角は下式で表現できる。

$$\theta_x = \theta_{max_e} \qquad [6.2.223]$$

ここで、

$$\theta_{max_e} = \frac{F_{wc}}{k_0 \cdot \left({}_{BS}D/2 + Y_0\right)} \qquad [6.2.224]$$

以上より、木口めり込みの最大曲げモーメント M_{max_e} は下式で表現される。

$$M_{max_e} = M_{_screw}(\theta_{max_e}) \qquad [6.2.225]$$

③高力ボルト接合部

高力ボルト接合部の最大曲げモーメントは、１本目の単位高力ボルト接合部が最大せん断耐力に達した時点のモーメントとする。降伏耐力算定時には、木口めり込みによる柱脚金物に直接伝達する分のモーメントの低減と反力分の引張軸力の負担を考慮して、i番高力ボルトが負担する応力を算出している。一方、最大耐力算定時には、①で求めたモーメント回転角関係において、刻々と変化する全体モーメントにおける木口めり込みによるモーメント伝達の割合を考慮するのは面倒であることから簡略化のため、この影響を無視することとする。柱脚金物に対するモーメント伝達を考慮しないため、見かけ上高力ボルト接合部は大きいモーメントを負担することになるため、安全側の検討となる。尚、２枚の柱材は応力を等しく２分すると仮定し、鋼板-鋼板間高力ボルトが負担するモーメントに対して接合部の負担モーメントは２倍と考えて算出する。

以上の仮定から、高力ボルト接合の剛心が回転中心となり、その位置から最遠方の接合具がもっとも耐力を負担する。その耐力を基準として接合部の負担モーメントを算出すると下式で表現できる。

$$M_{_HTB} = 2 \cdot \frac{\sum {}_{HTB}r_i^2}{\max\left[{}_{HTB}r_i\right]} \cdot \max\left[\left|{}_{HTB}p_i\right|\right] \qquad [6.2.226]$$

接合部の最大耐力は最大応力を負担する最遠方の接合具位置において最大せん断力 q_{bu} に達して時点のモーメントとして、以下の条件式で算出される。

$$\max\left[\left|{}_{HTB}p_i\right|\right] = q_{bu} \qquad [6.2.227]$$

以上より、高力ボルト接合部の最大曲げモーメント M_{max_HTB} は下式で表現できる。

$$M_{max_HTB} = 2 \cdot \frac{\sum {}_{HTB}r_i^2}{\max\left[{}_{HTB}r_i\right]} \cdot \max\left[\left|{}_{HTB}p_i\right|\right] \qquad [6.2.228]$$

④柱脚金物付鋼板

柱脚金物付鋼板の最大曲げモーメントは、③高力ボルト接合部と同様に降伏耐力算定時に考慮した木口面めりこみによるモーメント伝達の影響を無視して簡略化して算出することとする。この仮定において鋼板の全断面が最大引張耐力 F_{su} に達して頭打ちとなったモーメントを最大耐力 M_{max_steel} と定義する。これは、最大引張耐力 F_{su} に塑性断面係数 Z_{sp} を乗じて算出されるから下式で表現できる。尚、TYPE-A の場合、断面は鋼板 1 枚分、TYPE-B の場合、鋼板 2 枚分となるに注意する。

$$M_{max_steel} = Z_{sp} \cdot F_{su} \qquad [6.2.229]$$

⑤集成材

集成材の最大曲げモーメント M_{max_glulam} は、集成材の縁応力度が基準曲げ強度 F_{wb} に達した時点の曲げモーメントとする。Fig. 6.2.15 に示すように、集成材の負担モーメントは鋼板に対する応力伝達によって木口面に向かって減じていく。このため、最大負担モーメントは接合部境界位置において生じ、高力ボルト締結用に空けた座彫り孔による欠損を有する断面位置でない。しかし、安全側の検討として断面係数 Z_{wn} は貫通穴分の欠損を考慮した正味断面のものを用いることとする。すなわち、下式で表現される。

$$M_{max_glulam} = 2 \cdot Z_{wn} \cdot F_{wb} \qquad [6.2.230]$$

尚、Fig. 6.2.16 に示すように、ビス接合部の復元力特性は、変形要素が集成材のせん断変形と木口めり込みを含む集成材-鋼板間ビス接合の増分によって得られた $M_{_screw} - \theta_x$ 関係に対して、以上に求めた最大耐力に達した時点を終局回転角とするマルチリニア型と定義する。

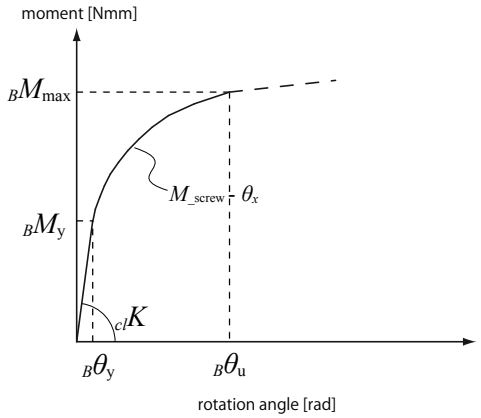


Fig. 6.2.16　ビス接合部の復元力特性

2) アンカーボルト接合部の最大曲げモーメント

アンカーボルト接合部の最大曲げモーメント $_A M_{max}$ は、「鋼構造接合部設計指針」の露出柱脚に準じて算出する。Fig. 6.2.7 に示すようにアンカーボルトが最大引張耐力、基礎コンクリートが最大圧縮強度に達した塑性状態を仮定して算出する。

総断面積 $_{anc}a_t$ が引張側のアンカーボルト群がその引張耐力 $_{anc}F_u$ に達したとき、その引張耐力は下式で表現される

$$_{anc}P_{t\,max} = {}_{anc}a_t \cdot {}_{anc}F_u \qquad [6.2.231]$$

基礎コンクリートがその支圧強度 F_{bc} に達した時、柱脚金物圧縮縁から中立軸位置までの距離 x_n すなわち支圧長さは最大圧縮耐力 C_{max} を用いれば下式で表現できる。

$$x_n = \frac{C_{max}}{F_{bc} \cdot {}_{BS}B} \qquad [6.2.232]$$

いま、表記上の理由からピン形式の露出柱脚における基礎コンクリートの最大圧縮耐力 $N_{uc} = F_{bc} \cdot {}_{BS}B_{BS}D$ を用い、更に力のつり合い条件 $C_{max} = {}_{anc}P_{t\,max}$ を用いて整理すると下式を得る。

$$x_n = \frac{{}_{anc}P_{t\,max}}{N_{uc}} {}_{BS}D \qquad [6.2.233]$$

以上より、アンカーボルト接合部の最大曲げモーメント ${}_{A}M_{max}$ は柱断面図心まわりに関して下式で表現される。

$$\begin{aligned} {}_{A}M_{max} &= {}_{anc}P_{t\,max} \times \left(\frac{{}_{BS}D}{2} - d_t' \right) + C_{max} \times \left(\frac{{}_{BS}D}{2} - \frac{x_n}{2} \right) \\ &= {}_{anc}P_{t\,max} \cdot \left\{ {}_{BS}D \cdot \left(1 - \frac{{}_{anc}P_{t\,max}}{2N_{uc}} \right) - d_t' \right\} \end{aligned} \qquad [6.2.234]$$

尚、設計方針としてアンカーボルトを先行降伏させ靭性を確保するため、降伏以降の接合部挙動はアンカーボルトの引張挙動に大きく依存する。このため、接合部の２次剛性 ${}_{BS}K_2$ は１次剛性 ${}_{BS}K$ に対してアンカーボルト自体のヤング係数低減比 β を乗じて算出することとし、Fig. 6.2.17 に示すように接合部の復元力特性は、最大耐力に達した時点を終局回転角とするバイリニア型と定義する。

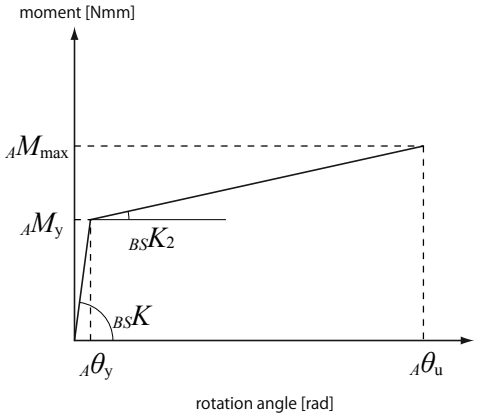


Fig. 6.2.17　アンカーボルト接合部の復元力特性

(6)終局曲げモーメント M_u 及び塑性率 μ の計算方法

基準となる接合部の復元力特性は、ビス接合部の復元力特性(Fig. 6.2. 16)及びアンカーボルト接合部(Fig. 6.2.17)各々について求めたモーメント回転角関係を用いて、モーメントを基準に回転角を加算することで算出する。

実際の接合部においては、大抵の場合、せん断力によってモーメント分布に勾配ができ、ビス接合部に対してアンカーボルト接合部の方が大きいモーメントを負担することになる。既述した方法では、双方の負担するモーメントを同列に扱って復元力特性を算出しているため、アンカーボルト接合部の剛性・耐力を見かけ上高く推定していることになる。この接合部の復元力特性は許容耐力に対する低減係数 α 算出に用いるわけだが、概要を言えば降伏耐力、最大耐力、靭性能を含めた終局耐力の３つの指標のうちの最小値を降伏耐力に対する比としたものである。

つまり、耐力が同じ割合で高くなった場合については比としては全く影響しないこととなる。アンカーボルト接合部によって靭性を確保する設計思想において、相対的に脆性的なビス接合に対したとき、降伏後の挙動についてはアンカーボルト接合部の特性に大きく依存する。先に述べた３つの指標についても同様である。このことより、低減係数α算出に用いる本項で求める復元力特性については、負担するモーメントを同列に扱っても問題ないとする。

求めた復元力特性を完全弾塑性近似して、終局曲げモーメントM_u、塑性率μを算出する。算出方法は本文と同様でありここでは割愛する。

(7)設計用許容耐力に対する低減係数αの算出

基準曲げモーメントの誘導は、大地震時の安全性を確保することも考慮して、耐力壁の評価方法に準じ(変形角による評価は除く)、降伏曲げモーメント、最大曲げモーメントの 2/3、終局曲げモーメントと塑性率から計算される値の中の最小値を基準曲げモーメントとして算出する。

基準曲げモーメントは許容応力度設計において接合部の耐力を終局まで担保するための指標となる。具体的には、接合部の降伏曲げモーメントに対する基準曲げモーメントの比を、各クライテリアの短期許容耐力に乗じることで「(8)複合応力下での検討」における接合部の設計を行うこととする。

⑻複合応力下での検討

複合応力下における各部の設計応力の誘導を以下に示す。

1) ビス接合部

負担応力はモーメントのみ負担時における算定方法と基本的に同じである。但し、負担する軸力、せん断力によって集成材の木口面の柱脚金物に対するめり込み状態が変化する。めり込み状態は３つの場合があり、(A)木口面めり込み無、(B)木口面三角形めり込み、(C)木口面全面圧縮台形めり込み、である。

以下に各場合について応力の誘導を示す。このとき、座標は Fig. ６.２. ４ に従う。ビス接合による応力、めり込みによる応力については式[６.２.107]、式[６.２.108]に示す。

(A) 木口面めり込み無し

回転中心の y 座標は、以下の範囲に位置する。

$$Y \leq -\frac{{}_{BS}D}{2} \qquad [6.2.235]$$

このとき、外力に対して抵抗する各方向応力はビス接合によるもののみである。すなわち各方向の力・モーメント(原点まわり)のつり合い条件より下式を得る。

$$\begin{cases} 0 = -N/2 + \sum_{i=1}^{n} k\left(y_i - Y\right)\theta_x \\ 0 = -Q/2 + \sum_{i=1}^{n} -k\left(x_i - X\right)\theta_y \\ M/2 = \sum_{i=1}^{n}\left\{ky_i\left(y_i - Y\right)\theta_x + kx_i\left(x_i - X\right)\theta_y\right\} \end{cases} \qquad [6.2.236]$$

整理すれば下式を得る。

$$\begin{cases} N/2 = -knY\theta_x \\ Q/2 = kX\theta_y \\ M/2 = kI_x\theta_x + kI_y\theta_y \end{cases} \qquad [6.2.237]$$

(B)木口面三角形めり込み

回転中心の y 座標は、以下の範囲に位置する。

$$-\frac{{}_{BS}D}{2} \leq Y \leq \frac{{}_{BS}D}{2} \qquad [6.2.238]$$

このとき、外力に対して抵抗する応力は、x 方向についてはビス接合及びめり込みによるもの、y 方向についてはビス接合によるものである。すなわち、各方向の力・モーメント(原点まわり)のつり合い条件より下式を得る。

弾性時における i 番ビス接合部が負担する応力はこれまで示してきたように下式で表現される。

$$\begin{cases} 0 = -N/2 + \sum_{i=1}^{n} k\left(y_i - Y\right)\theta_x + \int_{\frac{{}_{BS}D}{2}}^{y} -k_0 b_e \cdot \left(-y + Y\right)\theta_x dy \\ 0 = -Q/2 + \sum_{i=1}^{n} -k\left(x_i - X\right)\theta_y \\ M/2 = \sum_{i=1}^{n}\left\{ky_i\left(y_i - Y\right)\theta_x + kx_i\left(x_i - X\right)\theta_y\right\} + \int_{\frac{{}_{BS}D}{2}}^{y} -k_0 b_e \cdot {}_{BS}By\left(-y + Y\right)\theta_x dy \end{cases} \qquad [6.2.239]$$

整理すれば下式を得る。

$$M_y = kI_y\theta_y \qquad [6.2.244]$$

既に述べた通り、集成材をせん断変形させるせん断力は y 方向応力によるモーメントの伝達によるため、せん断変形角は下式で表現される。

$$\gamma = \frac{M_y}{\kappa G_w A_w l} = \frac{kI_y}{\kappa G_w A_w l}\theta_y \qquad [6.2.245]$$

「(3)回転剛性の計算」でも述べた通り、$c = kI_y/\kappa G_w A_w l$ は y 方向回転角に対する x 方向回転角のせん断変形増加率と定義するものであり、幾何学的関係より各方向の回転角の間には以下のような関係式が成り立つ。

$$\theta_x = (1+c)\theta_y \qquad [6.2.246]$$

この関係式を用いて、式[6.2.237]、式[6.2.240]、式[6.2.243]を整理すると下式を得る。

(A) 木口面めり込み無し

$$\begin{cases} N/2 = -knY\theta_x \\ Q/2 = kX\dfrac{1}{1+c}\theta_x \\ M/2 = \left(kI_x + \dfrac{1}{1+c}kI_y\right) \end{cases} \qquad [6.2.247]$$

(B)木口面三角形めり込み

$$\begin{cases} N/2 = -\left\{knY + \dfrac{1}{2}k_0 b_e\left(\dfrac{{}_{BS}D}{2} + Y\right)^2\right\}\theta_x \\ Q/2 = knX\dfrac{1}{1+c}\theta_x \\ M/2 = \left\{kI_x + \dfrac{1}{1+c}kI_y + \dfrac{1}{6}k_0 b_e\left(\dfrac{{}_{BS}D}{2} + Y\right)^2\left({}_{BS}D - Y\right)\right\}\theta_x \end{cases} \qquad [6.2.248]$$

(C)木口面全面圧縮台形めり込み

$$\begin{cases} N/2 = -\left(knY + k_0 b_e \cdot {}_{BS}DY\right)\theta_x \\ Q/2 = knX\dfrac{1}{1+c}\theta_x \\ M/2 = \left(kI_x + \dfrac{1}{1+c}kI_y + \dfrac{1}{12}k_0 b_e \cdot {}_{BS}D^3\right)\theta_x \end{cases} \qquad [6.2.249]$$

いま、外力について下式のように定義する。

$$e_1 = \frac{M}{N} \qquad [6.2.250]$$

$$e_2 = \frac{M}{Q} \qquad [6.2.251]$$

x 方向応力とモーメントのつり合い条件より、回転中心の y 座標が決定される。

$$\begin{cases} N/2 = -knY\theta_x - \dfrac{1}{2}k_0 b_e\left(\dfrac{{}_{BS}D}{2}+Y\right)^2\theta_x \\ Q/2 = knX\theta_y \\ M/2 = kI_x\theta_x + kI_y\theta_y + \dfrac{1}{6}k_0 b_e\left(\dfrac{{}_{BS}D}{2}+Y\right)^2\left({}_{BS}D - Y\right)\theta_x \end{cases} \quad [6.2.240]$$

(C)木口面全面圧縮台形めり込み

回転中心の y 座標は、以下の範囲に位置する。

$$\frac{{}_{BS}D}{2} \le Y \quad [6.2.241]$$

このとき、外力に対して抵抗する応力は、x 方向についてはビス接合及びめり込みによるもの、y 方向についてはビス接合によるものである。すなわち、各方向の力・モーメント(原点まわり)のつり合い条件より下式を得る。

弾性時における i 番ビス接合部が負担する応力はこれまで示してきたように下式で表現される。

$$\begin{cases} 0 = -N/2 + \sum_{i=1}^{n} k\left(y_i - Y\right)\theta_x + \int_{-\frac{{}_{BS}D}{2}}^{\frac{{}_{BS}D}{2}} -k_0 b_e \cdot \left(-y+Y\right)\theta_x dy \\ 0 = -Q/2 + \sum_{i=1}^{n} -k\left(x_i - X\right)\theta_y \\ M/2 = \sum_{i=1}^{n}\left\{ky_i\left(y_i - Y\right)\theta_x + kx_i\left(x_i - X\right)\theta_y\right\} + \int_{-\frac{{}_{BS}D}{2}}^{\frac{{}_{BS}D}{2}} -k_0 b_e \cdot {}_{BS}By\left(-y+Y\right)\theta_x dy \end{cases} \quad [6.2.242]$$

整理すれば下式を得る。

$$\begin{cases} N/2 = -knY\theta_x - k_0 b_e \cdot {}_{BS}DY\theta_x \\ Q/2 = knX\theta_y \\ M/2 = kI_x\theta_x + kI_y\theta_y + \dfrac{1}{12}k_0 b_e \cdot {}_{BS}D^3\theta_x \end{cases} \quad [6.2.243]$$

ここで、

M ：ビス接合回転ばね入力位置外力モーメント [Nmm]

N ：ビス接合回転ばね入力位置外力による軸力 [N]

Q ：ビス接合回転ばね入力位置外力によるせん断力 [N]

k ：ビス接合部のすべり剛性 [N/mm]

I_x ：柱材 1 枚の x 軸に関するビス配列 2 次モーメント(x 軸は繊維平行方向) [mm^2]

I_y ：柱材 1 枚の y 軸に関するビス配列 2 次モーメント(y 軸は材軸直交方向) [mm^2]

n ：柱材 1 枚のビス本数

k_0 ：木材のめり込み剛性 [N/mm^3]

${}_{BS}D$ ：柱脚金物長さ(Fig. 6.2.4) [mm]

b_e ：柱材 1 枚の有効めり込み幅(Fig. 6.2.4) [mm]

$\left(x_i, y_i\right)$ ：i 番ビス接合位置座標 [mm]

$\left(X, Y\right)$ ：回転中心位置座標 [mm]

ところで、(A)～(C)いずれの場合についても、y 方向応力による伝達モーメントは下式で表現できる。

(A) 木口面めり込み無し

$$\left(kI_x+\frac{1}{1+c}kI_y\right)=-knY\cdot e_1$$

$$\Leftrightarrow Y=-\frac{1}{e_1}\cdot\frac{kI_x+\frac{1}{1+c}kI_y}{kn} \qquad [6.2.252]$$

(B)木口面三角形めり込み

$$\left\{kI_x+\frac{1}{1+c}kI_y+\frac{1}{6}k_0b_e\left(\frac{{}_{BS}D}{2}+Y\right)^2\left({}_{BS}D-Y\right)\right\}=-\left\{knY+\frac{1}{2}k_0b_e\left(\frac{{}_{BS}D}{2}+Y\right)^2\right\}\cdot e_1$$

$$\Leftrightarrow\left(\frac{{}_{BS}D}{2}+Y\right)^3-3\left(\frac{{}_{BS}D}{2}+e_1\right)\left(\frac{{}_{BS}D}{2}+Y\right)^2-\frac{6kne_1}{k_0b_e}\left(\frac{{}_{BS}D}{2}+Y\right)-\frac{6\left(kI_x+\frac{1}{1+c}kI_y-kn\frac{{}_{BS}D}{2}e_1\right)}{k_0b_e}=0 \qquad [6.2.253]$$

(C)木口面全面圧縮台形めり込み

$$\left(kI_x+\frac{1}{1+c}kI_y+\frac{1}{12}k_0b_e\cdot{}_{BS}D^3\right)=-\left(knY+k_0b_e\cdot{}_{BS}DY\right)\cdot e_1$$

$$\Leftrightarrow Y=-\frac{1}{e_1}\cdot\frac{kI_x+\frac{1}{1+c}kI_y+\frac{1}{12}k_0b_e\cdot{}_{BS}D^3}{kn+k_0b_e\cdot{}_{BS}D} \qquad [6.2.254]$$

また、y方向応力とモーメントのつり合い条件より、回転中心のx座標が決定される。

$${}_{cl}K_x'=knX\frac{1}{1+c}\cdot e_2$$

$$\Leftrightarrow X=\frac{1}{e_2}\cdot\frac{(1+c)\,{}_{cl}K_x'}{k} \qquad [6.2.255]$$

ここで、

$${}_{cl}K_x'=\begin{cases}kI_x+\frac{1}{1+c}kI_y & \cdots\ (A)\\ kI_x+\frac{1}{1+c}kI_y+\frac{1}{6}k_0b_e\left(\frac{{}_{BS}D}{2}+Y\right)^2\left({}_{BS}D-Y\right) & \cdots\ (B)\\ kI_x+\frac{1}{1+c}kI_y+\frac{1}{12}k_0b_e\cdot{}_{BS}D^3 & \cdots\ (C)\end{cases} \qquad [6.2.256]$$

${}_{cl}K_x'$：複合応力下における柱材1枚のx方向回転角に関する回転剛性 [Nmm/rad]

以上において、複合応力下における回転中心座標を算出した。

(A)～(C)のめり込み状態について、軸力対するモーメントの割合e_1を用いて判別することができる。(A)の場合になるのは、式[6.2.235]、式[6.2.252]を用いて下式のように表現できる。

$$-\frac{1}{e_1}\cdot\frac{kI_x+\frac{1}{1+c}kI_y}{kn}\le-\frac{{}_{BS}D}{2}$$

$$\Leftrightarrow e_1\le\frac{2}{{}_{BS}D}\cdot\frac{kI_x+\frac{1}{1+c}kI_y}{kn} \qquad [6.2.257]$$

同様にして、(C)の場合になるのは、式[6.2.241]、式[6.2.254]を用いて下式のように表現できる。このとき、圧縮軸力となるため、e_1は負であることに注意する。

$$-\frac{1}{e_1}\cdot\frac{kI_x+\frac{1}{1+c}kI_y+\frac{1}{12}k_0b_e\cdot{}_{BS}D^3}{kn+k_0b_e\cdot{}_{BS}D}\ge\frac{{}_{BS}D}{2}$$

$$\Leftrightarrow e_1\ge-\frac{2}{{}_{BS}D}\cdot\frac{kI_x+\frac{1}{1+c}kI_y+\frac{1}{12}k_0b_e\cdot{}_{BS}D^3}{kn+k_0b_e\cdot{}_{BS}D} \qquad [6.2.258]$$

(B)の場合になるのは、それ以外の範囲である。以上より、以下のように纏めることができる。

(A) 木口面めり込み無し：$0<e_1<e_1'$

(B) 木口面三角形めり込み：$e_1'\le e_1,\ e_1\le e_1''$

(C) 木口面全面圧縮台形めり込み：$e_1''<e_1<0$

ここで、

$$e_1'=\frac{2\left(kI_x+\frac{1}{1+c}kI_y\right)}{kn_{BS}D} \qquad [6.2.259]$$

$$e_1''=-\frac{2\left(kI_x+\frac{1}{1+c}kI_y+\frac{1}{12}k_0b_e\cdot{}_{BS}D^3\right)}{\left(kn+k_0b_e\cdot{}_{BS}D\right){}_{BS}D} \qquad [6.2.260]$$

また、接合部の回転角は下式で表現できる。

$$\theta_x=\frac{M/2}{{}_{cl}K_x'} \qquad [6.2.261]$$

以上に求めた諸パラメータを用いて、各部応力を算出する。

①集成材-鋼板間ビス接合部

ビス接合部の負担応力は下式で表現できるため、これを設計応力とする。

$$p_i=\begin{pmatrix}k\left(y_i-Y\right)\cdot\dfrac{M_{_screw}}{2_{cl}K'}\\ -k\left(x_i-X\right)\cdot\dfrac{1}{1+c}\cdot\dfrac{M_{_screw}}{2_{cl}K'}\end{pmatrix} \qquad [6.2.262]$$

この応力を用いて、設計用許容せん断耐力を下回ることを確認する。

②木口めり込み

(A)木口面めり込み無しの場合は、設計応力は 0 である。また、(B)木口面三角形めり込み、(C)木口面全面圧縮めり込みの場合は、最大圧縮応力度が柱脚金物の圧縮側縁位置において発生する。すなわち、設計応力は下式で表現できる。

$$\sigma_e = \begin{cases} 0 \quad \cdots \text{ (A)} \\ k_0\left(\frac{{}_{BS}D}{2}+Y\right)\frac{M_{_screw}}{2_{cl}K} \quad \cdots \text{ (B),(C)} \end{cases} \qquad [6.2.263]$$

この応力を用いて、設計用許容圧縮応力度を下回ることを確認する。

③高力ボルト接合部

基本的な考え方は、「(4)降伏曲げモーメントの計算」と同様である。まず、回転中心座標を求める。集成材-鋼板間ビス接合から伝達応力は下式で表現できる。

$$-p_i = \begin{pmatrix} -k\left(y_i-Y\right)\cdot\frac{M_{_screw}}{2_{cl}K'} \\ k\left(x_i-X\right)\cdot\frac{1}{1+c}\cdot\frac{M_{_screw}}{2_{cl}K'} \end{pmatrix} \qquad [6.2.264]$$

位置座標$\left({}_{HTB}x_i, {}_{HTB}y_i\right)$における i 番高力ボルトの負担応力は、回転中心座標$\left({}_{HTB}X, {}_{HTB}Y\right)$からの距離に比例するが、その距離は下式で表現される。

$${}_{HTB}r_i = \sqrt{\left({}_{HTB}x_i - {}_{HTB}X\right)^2 + \left({}_{HTB}y_i - {}_{HTB}Y\right)^2} \qquad [6.2.265]$$

i 番高力ボルトの負担応力 ${}_{HTB}p_i$ は下式で表現できる。

$${}_{HTB}p_i = \begin{pmatrix} \frac{\max[\left|{}_{HTB}p_i\right|]}{\max[{}_{HTB}r_i]}\cdot\left({}_{HTB}y_i - {}_{HTB}Y\right) \\ -\frac{\max[\left|{}_{HTB}p_i\right|]}{\max[{}_{HTB}r_i]}\cdot\left({}_{HTB}x_i - {}_{HTB}X\right) \end{pmatrix} \qquad [6.2.266]$$

以上に定義した作用応力を用いて、鋼板に関する力のつり合い条件より以下の２式を得る。

$$0 = \sum_{i=1}^{n} -k\left(y_i-Y\right)\cdot\frac{M/2}{{}_{cl}K_x'} + \sum_{i=1}^{{}_{HTB}n}\frac{\max[\left|{}_{HTB}p_i\right|]}{\max[{}_{HTB}r_i]}\cdot\left({}_{HTB}y_i - {}_{HTB}Y\right) \qquad [6.2.267]$$

$$0 = \sum_{i=1}^{n} k\left(x_i-X\right)\cdot\frac{1}{1+c}\cdot\frac{M/2}{{}_{cl}K_x'} + \sum_{i=1}^{{}_{HTB}n} -\frac{\max[\left|{}_{HTB}p_i\right|]}{\max[{}_{HTB}r_i]}\cdot\left({}_{HTB}x_i - {}_{HTB}X\right) \qquad [6.2.268]$$

⇔

$$0 = knY\cdot\frac{M/2}{{}_{cl}K_x'} - \frac{\max[\left|{}_{HTB}p_i\right|]}{\max[{}_{HTB}r_i]}\cdot {}_{HTB}n\,{}_{HTB}Y \qquad [6.2.269]$$

$$0 = -knX\cdot\frac{1}{1+c}\cdot\frac{M/2}{{}_{cl}K_x'} + \frac{\max[\left|{}_{HTB}p_i\right|]}{\max[{}_{HTB}r_i]}\cdot {}_{HTB}n\,{}_{HTB}X \qquad [6.2.270]$$

また、原点まわりのモーメントのつり合い条件より下式を得る。

$$0=\sum_{i=1}^{n}\begin{pmatrix}x_i\\y_i\end{pmatrix}\times\begin{pmatrix}-k\left(y_i-Y\right)\cdot\dfrac{M_{_screw}}{2_{cl}K'}\\k\left(x_i-X\right)\cdot\dfrac{1}{1+c}\cdot\dfrac{M_{_screw}}{2_{cl}K'}\end{pmatrix}+\sum_{i=1}^{{}_{HTB}n}\begin{pmatrix}{}_{HTB}x_i\\{}_{HTB}y_i\end{pmatrix}\times\begin{pmatrix}\dfrac{max[\left|{}_{HTB}p_i\right|]}{max[{}_{HTB}r_i]}\cdot\left({}_{HTB}y_i-{}_{HTB}Y\right)\\-\dfrac{max[\left|{}_{HTB}p_i\right|]}{max[{}_{HTB}r_i]}\cdot\left({}_{HTB}x_i-{}_{HTB}X\right)\end{pmatrix} \qquad [6.2.271]$$

⇔

$$\left(kI_x+\frac{1}{1+c}kI_y\right)\cdot\frac{M_{_screw}}{2_{cl}K'}=\frac{\max[\left|{}_{HTB}p_i\right|]}{\max[{}_{HTB}r_i]}\cdot\Sigma_{HTB}r_i^2 \qquad [6.2.272]$$

ここで、${}_{HTB}r_i$ は i 番高力ボルト接合具の原点からの距離である。ちなみにこの左辺は柱材 1 枚における全モーメントのうちの集成材鋼板間ビス接合が負担するモーメントを表わしている。

式[6.2.269]、式[6.2.270]、式[6.2.272]より回転中心座標を決定する。

$${}_{HTB}X=\frac{\Sigma_{HTB}r_i^2/{}_{HTB}n}{\left(kI_x+\dfrac{1}{1+c}kI_y\right)\Big/n}\cdot\frac{1}{1+c}\cdot X \qquad [6.2.273]$$

$${}_{HTB}Y=\frac{\Sigma_{HTB}r_i^2/{}_{HTB}n}{\left(kI_x+\dfrac{1}{1+c}kI_y\right)\Big/n}\cdot Y \qquad [6.2.274]$$

また、式[6.2.272]より下式を得る。

$$\frac{\max[\left|{}_{HTB}p_i\right|]}{\max[{}_{HTB}r_i]}=\frac{\left(kI_x+\dfrac{1}{1+c}kI_y\right)}{2_{cl}K'}\cdot\frac{M_{_screw}}{\Sigma_{HTB}r_i^2} \qquad [6.2.275]$$

以上３式を用いて式[6.2.266]を整理すれば下式を得る。

$${}_{HTB}p_i=\begin{pmatrix}\dfrac{{}_{HTB}y_i}{\Sigma r_i^2}\cdot\dfrac{kI_x+\dfrac{1}{1+c}kI_y}{{}_{cl}K_x'}\cdot M_{_screw}/2-knY\cdot\dfrac{M_{_screw}/2}{{}_{cl}K_x'}\cdot\dfrac{1}{{}_{HTB}n}\\-\dfrac{{}_{HTB}x_i}{\Sigma r_i^2}\cdot\dfrac{kI_x+\dfrac{1}{1+c}kI_y}{{}_{cl}K_x'}\cdot M_{_screw}/2+knX\cdot\dfrac{1}{1+c}\cdot\dfrac{M_{_screw}/2}{{}_{cl}K_x'}\cdot\dfrac{1}{{}_{HTB}n}\end{pmatrix} \qquad [6.2.276]$$

いま、式[6.2.237]、式[6.2.240] 、式[6.2.243]および式[6.2.250]、式[6.2.251]を用いて整理すれば下式を得る。

$$-knY\cdot\frac{M_{_screw}/2}{{}_{cl}K_x'}=\begin{cases}N_{_screw}/2\ \cdots\ \text{(A)}\\N_{_screw}/2\cdot\left\{1+\dfrac{1}{2}k_0b_e\left(\dfrac{{}_{BS}D}{2}+Y\right)^2\cdot\dfrac{e_1}{{}_{cl}K_x'}\right\}\ \cdots\ \text{(B)}\\N_{_screw}/2\cdot\left\{1+k_0b_e\cdot{}_{BS}DY\cdot\dfrac{e_1}{{}_{cl}K_x'}\right\}\ \cdots\ \text{(C)}\end{cases} \qquad [6.2.277]$$

$$knX \cdot \frac{1}{1+c} \cdot \frac{M_{_screw}/2}{{}_{cl}K_x'} = Q_{_screw}/2 \qquad [6.2.278]$$

ちなみに上２式の左辺は柱材１枚における全軸力およびせん断力のうちの集成材-鋼板間ビス接合部が負担する軸力、せん断力を表わしている。

以上より、下式を得る。

$${}_{HTB}p_i = \begin{pmatrix} R_{x_i} + R_n \\ R_{y_i} + R_q \end{pmatrix} \qquad [6.2.279]$$

ここで、

$$R_{x_i} = \frac{{}_{HTB}y_i}{\Sigma\left({}_{HTB}r_i\right)^2} \cdot \frac{kI_x + \dfrac{1}{1+c}kI_y}{{}_{cl}K_x'} \cdot \frac{M_{_screw}}{2} \qquad [6.2.280]$$

$$R_{y_i} = -\frac{{}_{HTB}x_i}{\Sigma\left({}_{HTB}r_i\right)^2} \cdot \frac{kI_x + \dfrac{1}{1+c}kI_y}{{}_{cl}K_x'} \cdot \frac{M_{_screw}}{2} \qquad [6.2.281]$$

$$R_n = \begin{cases} \dfrac{1}{{}_{HTB}n} \cdot \dfrac{N_{_screw}}{2} & \cdots \text{(A)} \\ \left\{1 + \dfrac{\dfrac{1}{2}k_0 b_e \left(\dfrac{{}_{BS}D}{2} + Y\right)^2 e_1}{{}_{cl}K_x'}\right\} \dfrac{1}{{}_{HTB}n} \cdot \dfrac{N_{_screw}}{2} & \cdots \text{(B)} \\ \left\{1 + \dfrac{k_0 b_e \cdot {}_{BS}DYe_1}{{}_{cl}K_x'}\right\} \dfrac{1}{{}_{HTB}n} \cdot \dfrac{N_{_screw}}{2} & \cdots \text{(C)} \end{cases} \qquad [6.2.282]$$

$$R_q = \frac{1}{{}_{HTB}n} \cdot \frac{Q_{_screw}}{2} \qquad [6.2.283]$$

この応力を用いて、設計用許容すべり耐力を下回ることを確認する。

④柱脚金物付鋼板

柱脚金物付鋼板に生じる曲げモーメントは、鋼板と柱脚金物との境界位置の断面において最大となる。この曲げモーメントは伝達するせん断力によって原点からこの位置までの高さ λ' だけ増分する。伝達する応力は集成材-鋼板間ビス接合を介したものである。この鋼板に伝達する応力 $M_{_steel}(0)$、$N_{_steel}(0)$、$Q_{_steel}(0)$ は、原点位置において、式[６.２.272]、式[６.２.277]、式[６.２.278]を用いて下式で表現できる。このとき、伝達する応力は柱２枚分の応力であることに注意する。

$$M_{_steel}(0) = 2 \cdot \left(kI_x + \frac{1}{1+c}kI_y\right) \cdot \frac{M_{_screw}/2}{{}_{cl}K_x'} \qquad [6.2.284]$$

$$N_{_steel}(0) = -2knY \cdot \frac{M_{_screw}/2}{{}_{cl}K_x'} \qquad [6.2.285]$$

$$Q_{_steel}(0) = 2knX \cdot \frac{1}{1+c} \cdot \frac{M_{_screw}/2}{{}_{cl}K_x'} \qquad [6.2.286]$$

鋼板に作用する応力状態は Fig. 6.2.18 に示す通りであるから、最大曲げモーメント作用位置における応力は下式で表現できる。

$$M_{_steel} = M_{_steel}(0) + Q_{_steel}(0) \cdot \lambda' \qquad [6.2.287]$$

$$N_{_steel} = N_{_steel}(0) \qquad [6.2.288]$$

$$Q_{_steel} = Q_{_steel}(0) \qquad [6.2.289]$$

以上を用いて整理して応力度に表わしなおせば、設計応力は下式で表現できる。

$$\sigma_{b_steel} = \left\{ \frac{kI_x + \frac{1}{1+c} kI_y}{{}_{cl}K_x'} + \frac{\lambda'}{e_2} \right\} \cdot \frac{M_{_screw}}{Z_s} \qquad [6.2.290]$$

$$\sigma_{n_steel} = \begin{cases} \dfrac{N_{_screw}}{A_s} \quad \cdots \text{(A)} \\ \left\{ 1 + \dfrac{\frac{1}{2} k_0 b_e \left({}_{BS}D/2 + Y \right)^2 e_1}{{}_{cl}K_x'} \right\} \cdot \dfrac{N_{_screw}}{A_s} \quad \cdots \text{(B)} \\ \left\{ 1 + \dfrac{k_0 b_e \cdot {}_{BS}DYe_1}{{}_{cl}K_x'} \right\} \dfrac{N_{_screw}}{A_s} \quad \cdots \text{(C)} \end{cases} \qquad [6.2.291]$$

$$\sigma_{s_steel} = \frac{1.5 Q_{_screw}}{A_s} \qquad [6.2.292]$$

この応力を用いて、設計用許容応力度を下回ることを確認する。尚、主応力方向に等しい曲げ応力度と軸応力度は複合して、異なるせん断応力は単独で検定する。

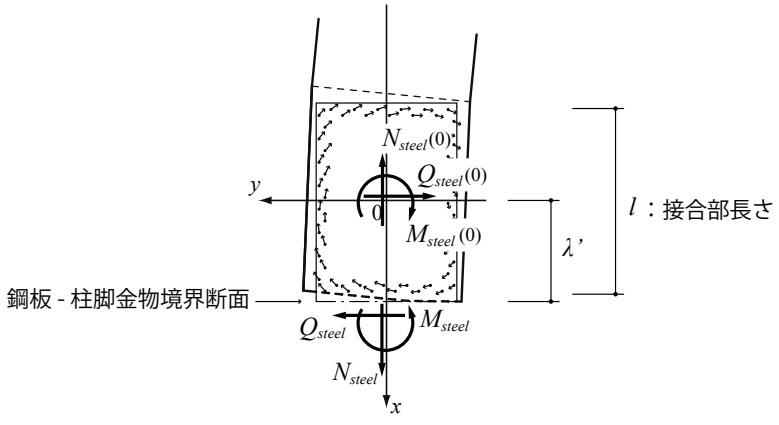


Fig. 6.2.18　複合応力下における柱脚金物付鋼板の応力状態

⑤集成材

集成材に生じる曲げモーメントは、鋼板に伝達することで木口面に向かって減少するから、接合部境界において

最大となる。この曲げモーメント $M_{_face}$ を設計応力として、それは下式で表現できる。

$$M_{_face} = M_{_screw} - Q_{_screw} \cdot \frac{l}{2} \qquad [6.2.293]$$

集成材に生じるせん断は、柱部材を伝達してきたせん断力 $Q_{_face}$ と接合部を鋼板に伝達するせん断力すなわちパネルシアー ${}_{p}Q_{y}$ のうち大きい方を設計応力とする。パネルシアーは、接合部の負担するモーメントのうち y 方向応力によるモーメント分の伝達によって生じるから、その分のモーメント割合 w を用いて下式で表現できる。

$${}_{p}Q_{y} = \frac{w \cdot M_{_screw}}{l} \qquad [6.2.294]$$

ここで、モーメント割合 w は式[6.2.256]を用いて下式で表現できる。

$$w = \frac{\frac{1}{1+c} kI_{y}}{{}_{cl}K_{x}'} \qquad [6.2.295]$$

集成材に生じる軸力は、柱部材を伝達してきた軸力 $N_{_face}$ を設計応力とする。

以上を用いて応力度に表わしなおせば、設計応力は下式で表現できる。

$$\sigma_{b_glulam} = \frac{1}{2} \cdot \frac{M_{_face}}{Z_{wn}} \qquad [6.2.296]$$

$$\sigma_{s_glulam} = \max\left[\frac{1}{2} \cdot \frac{1.5w \cdot M_{_screw}}{A_{wn} l}, \frac{1}{2} \cdot \frac{1.5Q_{_face}}{A_{wn}} \right] \qquad [6.2.297]$$

$$\sigma_{n_glulam} = \frac{1}{2} \cdot \frac{N_{_face}}{A_{wn}} \qquad [6.2.298]$$

この応力を用いて、設計用許容応力度を下回ることを確認する。尚、主応力方向に等しい曲げ応力度と軸応力度は複合して、異なるせん断応力は単独で検定する。

2) アンカーボルト接合部

複合応力下におけるアンカーボルト接合部は、「鋼構造接合部設計基準」の「露出柱脚の設計」に準じて設計を行う。尚、負担するせん断力によるモーメント勾配によって、ビス接合の負担モーメントと異なるモーメントを作用外力とすることに注意する。また、「鋼構造接合部設計基準」の「露出柱脚の設計」では、基礎コンクリートの圧縮応力の状態の場合分けに用いられる軸力に対するモーメントの比 e は圧縮力を正として判別を行っているが、本指針では引張軸力を正として判別を行っていることに注意する。

6.5. まとめ

高接合効率の確保と施工性向上を狙って考案した「鋼板ビス留め式2材合せ木質ラーメン構造」の柱梁接合部および柱脚接合部に対して、前章までに得られた知見に基づき許容応力度設計法を提案した。このとき、大地震時の倒壊防止に配慮した措置として、脆性的な接合部の場合について許容耐力に低減がかかるよう配慮する評価法を提案した。

７. おわりに

本論文の成果は以下の通りである。

これらの成果によって、高効率化する木質ラーメン構造の設計法の確立に不可欠であると考えられる接合機構の局所的な変形と母材変形を考慮した力学的挙動の評価方法の確立に対して、集成材のパネルシアーを考慮した実用的な解析モデルを提示することで定量的評価が可能となったと考えられる。また、それに基づいて構築された鋼板ビス留め式2材合せ木質ラーメン構造の設計法は、木質ラーメン構造の設計体系の整理のための一つの知見となり得るものと考えられる。

2. 理論モデル

母材変形を考慮したモーメント抵抗接合の力学的挙動を定量的に評価し、その設計法を確立することを目的として、理論モデルの構築を試みた。

(1) 木質ラーメン構造のモーメント抵抗接合部に対して、パネルシアーを考慮した実用的な解析モデルを提案した。

(2) 適用例として、鋼板ガセット板ビス接合について、初期剛性と比例限耐力を誘導した。これに基づき、材軸方向に接合領域を拡張して接合効率を上げた場合について、解析的考察を行い、パネルシアーの影響を定量的に評価し、その性状を明らかとした。

(3) 非線形領域に対して、増分解析を用いずにモーメント回転角関係を定義づける力学特性値の簡易推定式を提案した。厳密解の対比から良好な精度で推定可能であることが分かった。

(4) また、接合部の仕様を限定することで、接合部領域の曲げ・せん断変形を考慮する別の解析モデルを提案した。

(5) この解析モデルを用いて、部材剛性が同じ2材を接合する2材合せ接合について定式化を行い、2材合せ部材の曲げ挙動を閉じた形で誘導した。

3. 柱梁接合部の曲げ実験

モーメント抵抗接合部の 1 つの形態として、高い接合性能の確保と施工性の向上を図って「鋼板ビス留め式 2 材合せ木質ラーメン構造」を考案した。この工法における柱梁接合部を対象として、集成材 - 鋼板間ビス接合部に対して 2 章で提案した解析モデルを用いて理論的解析を試みた。また、対象とする柱梁接合部の設計クライテリアの整理と力学的挙動の解明を行った。

(1) 集成材‐鋼板間ビス接合部のモーメント回転角関係について、実験結果との比較から、提案する解析モデルによって、初期剛性、降伏耐力に対して概ね良好な推定が可能であることが分かった。

(2) 但し、本実験ではビス接合部を終局状態まで誘導させることができなかったため、降伏耐力以降の推定の適合性については十分に検証できなかったことが課題として残った。

(3) パネルシアーは、せん断スパンに対して接合部長さの影響が無視できない場合には適切に考慮する必要があることが分かり、その影響は力学モデルを修正することで定量的評価が可能であった。

(4) ビス接合部のすべり耐力は、単位ビス接合部のすべり耐力を用いて予測可能であった。

(5) 本接合法の設計クライテリアは、集成材 - 鋼板間ビス接合のせん断破壊、集成材の曲げ・せん断破壊、鋼板 - 鋼板間高力ボルト接合のせん断破壊、鋼板の曲げ破壊、であることが明らかとなった。

(6) 鋼板‐鋼板間高力ボルト接合のすべり耐力は、実験結果との比較から鋼構造設計指針による推定式によって予測可能であった。

(7) すべり耐力以降の 2 次剛性は、ボルト配列 2 次モーメントと強い相関があることを確認した。

(8) 鋼板の曲げ性状は、集成材の負担分を考慮する必要があることが分かった。

(9) 鋼板の曲げ変形は無視できない程度に大きいことが示された。

(10) 鋼板に伝達する応力分布を仮定して、初期剛性、比例限耐力を定式化した。

4. 柱脚接合部の曲げ実験

考案した「鋼板ビス留め式2材合せ木質ラーメン構造」の柱梁接合部を対象として、集成材-鋼板間ビス接合部に対して2章で提案した解析モデルを用いて理論的解析を試みた。また、対象とする柱梁接合部の設計クライテリアの整理と力学的挙動の解明を行った。

(1) 集成材‐鋼板間ビス接合部のモーメント回転角関係について、実験結果との比較から、提案する解析モデルによって概ね良好な推定が可能であることが分かった。

(2) 本接合法の設計クライテリアは、集成材-鋼板間ビス接合のせん断破壊、集成材の曲げ・せん断破壊、鋼板の曲げ破壊、アンカーボルトの引張破壊であることが分かった。

(3) アンカーボルト接合部のモーメント回転角関係について、実験結果との比較から、鋼構造設計指針による露出柱脚における推定式によって予測可能であることが分かった。

5. 1層門型架構の水平加力実験

3、4章で曲げ実験を行った考案する木質ラーメン工法による柱梁接合部・柱脚接合部により構成された1層門型架構の水平せん断挙動の実験的解析を試み、以下の結論を得た。

(1) 門型架構の水平せん断挙動は、実験値との対比から接合部実験に基づく解析によって予測可能であるこが分かった。

(2) 接合部実験では、終局時に脆性的な破壊を示し一気に荷重低下したが、門型架構実験では、応力が再配分することで脆性的破壊が生じなかった。このため、非常に高いエネルギー吸収能を示すことが確認された。

6. 接合部の設計式

前章までに得られた知見に基づき、「鋼板ビス留め式2材合せ木質ラーメン構造」の接合部に対して、母材のパネルシアーを考慮した上での設計式を構築した。

(1) 集成材 - 鋼板間ビス接合の挙動推定には集成材のパネルシアーによる変形・応力を考慮している

(2) 大地震時の倒壊防止を保証する措置として、脆性的な接合部には許容耐力に低減がかかるようにしてある。

謝辞

この研究を進めるにあたってお世話になった全ての人に感謝します。

稲山正弘教授には学部 4 年の卒論生として研究室に所属して以来、大変お世話になりました。卒業論文では、その成果が実施物件に導入される貴重な機会を与えていただきました。その後、修士課程、博士課程とご指導いただきました。研究室の元教授で、今は木質構造学研究室の教授であられます安藤直人教授には節目節目で的確なアドバイスをいただきました。相馬智明助教には日頃から何かと気にかけていただき、研究について様々なご意見・ご助言をいただきました。木質構造学研究室の福山弘助教には､卒業論文から今日に至るまで、多くの時間を割いていただきいろいろなことを教えていただきました。研究室 OB の蒲池健氏には、折に触れて貴重なご意見をいただきました。株式会社木質環境建築の川原重明氏、清水武氏には、この論文で取り扱った木質ラーメンの実用化に際し大変お世話になりました。株式会社オノツカの小野塚真規氏には、本論文で扱った試験体材料を提供していただくだけでなく、実験を手伝っていただきました。最後に、この長い学生生活をサポートしていただいた両親に感謝致します。

参考文献

1. はじめに

(1) 瀧野眞二郎，小松幸平，森拓郎，中谷誠：集成材鋼板挿入ドリフトピン接合部の高強度繊維による補強効果（Ⅰ）～（Ⅲ），日本建築学会大会学術講演梗概集，2002 ～ 2005

(2) 小松幸平：”木造ラーメン構法の現状と課題”，地震に強い木造住宅パーフェクトマニュアル，p182-187，エクスナレッジムック，2003

(3) 大野義昭，槇島裕二，荘所直哉，乃込寛之，藤谷義信，大橋好光：ドリフトピンを用いた木質ラーメン構造の柱 - 梁接合部に関する研究，日本建築学会構造系論文集，No.567，p85-92，2003

(4) 野口弘行，本岡淳一，岩崎誠司，浦上瑞穂：大径ボルトを用いたモーメント抵抗接合の木質大断面部材への適用性に関する実験的研究，日本建築学会技術報告集，p99-104，2004

(5) 中谷誠，森拓郎，小松幸平：ラグスクリューボルトを用いた木質ラーメン構造の柱 - 梁接合部に関する研究，日本建築学会構造系論文集，No. 626, p599-606，2008

(6) 小松幸平：挿入型鋼板ガセットとシアープレートボルト締め構法（仮称）による集成材軒型接合部実大試験体の非線形剛節解析，日本建築学会大会学術講演梗概集，p1299-1300，1985

(7) 小松幸平：正負交番モーメントを受ける集成材 T 字型接合部の挙動，日本建築学会学術講演梗概集，p1255-1256，1986

(8) 小松幸平：釘打ち鋼板ガセットによる集成材骨組み構造の解析，日本建築学会大会学術講演梗概集，p1379-1380，1987

(9) 小松幸平，前田典昭，堀江和美：接合具の非線形特性を考慮に入れた集成材骨組み構造の解析（第 1 報），木材学会誌，Vol. 34，No. 7，p.581-589，1988

(10) 小松幸平，前田典昭，堀江和美：接合具の非線形特性を考慮に入れた集成材骨組み構造の解析（第 2 報），木材学会誌，Vol. 35，No. 3，p.201-211，1989

(11) 田畑健，平野晋，宮澤健二：集成材の剛接合　その 1．鋼板添板釘接合について，日本建築学会関東支部研究報告集，p81-84，1991

(12) 平野晋，田畑健，宮澤健二：集成材の剛接合　その２．鋼板添板釘打ち接合の釘配置形状について，日本建築学会大会学術講演梗概集，p75-76，1992
(13) 田畑健，平野晋，宮澤健二：集成材の剛接合　その３．鋼板添板ボルト接合と割裂防止法について，日本建築学会関東支部研究報告集，p81-84，1992
(14) 坂本功，大橋好光，安達文雄，五十田博，稲山正弘：集成材による柱 - 梁接合部の強度実験　（その 1）~（その 9），日本建築学会大会学術講演梗概集，1988~1994
(15) 稲山正弘：木材のめり込み理論とその応用，東京大学工学部博士論文，1991
(16) 通直集成材を用いたラーメン構造の設計法，日本住宅･木材技術センター，1996
(17) 小野徹郎，安藤健，井戸田秀樹，加藤征宏：ドリフトピンを用いた集成材接合部の剛性および終局耐力に関する研究，日本建築学会構造系論文集，No. 536，p101-107，2000
(18) Noguchi M,, Komatsu K. : A New Method for Estimating Stiffness and Strengh in Bolted Timber-to-Timber Joints and Its Verification by Experiments(II) : Bolted Cross-lapped Beam to Column joints, Journal of Wood Science, Vol. 50, p391-399, 2004
(19) 小松幸平：木質ラーメン構造を構成するモーメント抵抗接合法 - 新たな知見と未公開資料を含めて計算法を再考する - ，木材学会木質構造・強度研究会秋季シンポジウム講演梗概集，2012
(20) 鋼構造接合部設計指針，日本建築学会，2012
(21) 鉄筋コンクリート造建物の靭性保証型耐震設計指針・同解説，日本建築学会，2011
(22) 鴛海四郎，小野泰，小林明，高坂清一：木質ラーメン構造の接合部に関する構造耐力実験　その５　鉄筋接着接合による柱 - はり接合部，日本建築学会大会学術講演梗概集，p81-82，1992
(23) 小松幸平，森拓郎，中谷浩，園田里美，若島嘉朗：木質ラーメン架構の構造設計法に関する研究　その１　ラグスクリューボルト（LSB）を用いた柱 - 梁接合部の破壊クライテリア，日本建築学会大会学術講演梗概集，p405-406，2008

(24) 若島嘉朗，大倉憲峰：ラグスクリューボルトを用いた木質ラーメンの加力試験，日本建築学会大会学術講演梗概集，p95-96，2010

2. 理論モデル

(1) 木質構造接合部設計マニュアル，日本建築学会，2009
(2) 田畑健，平野晋，宮澤健二：集成材の剛接合　その１．鋼板添板釘接合について，日本建築学会関東支部研究報告集，p81-84，1991
(3) 平野晋，田畑健，宮澤健二：集成材の剛接合　その２．鋼板添板釘打ち接合の釘配置形状について，日本建築学会大会学術講演梗概集，p75-76，1992
(4) 田畑健，平野晋，宮澤健二：集成材の剛接合　その３．鋼板添板ボルト接合と割裂防止法について，日本建築学会関東支部研究報告集，p81-84，1991
(5) 村上雅英，稲山正弘：任意の釘配列で打たれた面材壁の弾塑性挙動の予測式，日本建築学会構造系論文集，No. 519，p87-93，1999
(6) 小野徹郎，安藤健，井戸田秀樹，加藤征宏：ドリフトピンを用いた集成材接合部の剛性および終局耐力に関する研究，日本建築学会構造系論文集，No. 536，p101-107，2000
(7) 蒲池健，井上雅文：継手の長い合わせ梁接合部に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，p317-318，2011

3. 柱梁接合部の曲げ実験

(1) 鋼構造接合部設計指針，日本建築学会，2012
(2) 小松幸平，川元紀雄，金谷紀行：集成材によるモーメント抵抗接合部の構造性能 - 釘接合とドリフトピン接合の比較 -，日本建築学会大会学術講演梗概集，p99-100，1989
(3) 小松幸平，川元紀雄，堀江和美：集成材によるモーメント抵抗接合部の構造性能（Ⅱ）- 施工性を改良したドリフトピン接合の場合 -，日本建築学会大会学術講演梗概集，p141-142，1990
(4) 小松幸平，川元紀雄，堀江和美：集成材によるモーメント抵抗接合部の構造性能（Ⅲ）- 鋼板一枚挿入型の実験方法とループ特性 -，日本建築学会大会学術講演梗概集，p57-58，1991

(5) 小松幸平，川元紀雄，堀江和美：集成材によるモーメント抵抗接合部の構造性能（Ⅳ）- 鋼板一枚挿入型の初期破壊及び終局状態 -，日本建築学会大会学術講演梗概集，p59-60，1991
(6) 小林研治，稲山正弘，安藤直人：構造用面材を側材に用いたビス接合部における一面せん断剛性・耐力推定式の提案，日本建築学会構造系論文集，No. 622，p121-128，2007
(7) 小林研治，鈴木圭，稲山正弘，安藤直人：鋼板を側材に用いたビス接合部の一面せん断性能，日本建築学会大会学術講演梗概集，p53-54，2007
(8) 小松幸平，中島昌一：大地震後の容易な修復・現状復帰を可能とする高剛性・高靭性型集成材ラーメン架構の開発（１） 接合法の開発と静的加力実験の結果，日本建築学会大会学術講演梗概集，2012
(9) 辻本直子，土方和己，井戸田秀樹：有効集成材梁の耐力評価と補強方法に関する研究　その１- ８，日本建築学会大会学術講演梗概集，2006-2011
(10) 軽部正彦，林知行，原田真樹：円形孔を有する集成材の耐力，日本建築学会大会学術講演梗概集，p225-226，2000
(11) 野口昌宏，森拓郎，宮澤健二：せん断及び曲げモーメント複合応力下の木質有孔梁の強度算定式，日本建築学会構造系論文集，No. 640，p1121-1129，2009
(12) Simon Aicher and Lilian Hofflin : New dsign model for round holes in glulam beam, Proc. of World Conference on Timber Engineering, 2004
(13) 井道裕史，長尾博文，加藤英雄，吉田徳之：ラミナ構成の異なる集成材のせん断試験　破壊形態とせん断強度，木材学会誌，Vol. 55，No. 5，p.316-321，2009

4. 柱脚接合部の曲げ実験

(1) 鋼構造接合部設計指針，日本建築学会，2012
(2) ラグスクリューボルト研究会（編集）：ラグスクリューボルト接合設計マニュアル（Ver. 1.0），2012
(3) 木質構造設計規準・同解説 - 許容応力度・許容耐力設計法，日本建築学会，2006

(4) 小松幸平：楔締め接合法による半剛節集成材門型架構の構造性能 （第２報）架構の水平せん断性能の理論的解析，木材学会誌，Vol. 47，No. 2，p.103-110，2001
(5) 平井卓郎：鋼板サイドウェブを持つ木材 - ボルト接合部のせん断耐力に及ぼす摩擦抵抗の影響，木材学会誌，Vol. 37，No. 6，p.517-522，1991
(6) 木質構造接合部設計マニュアル，日本建築学会，2009

5. 柱脚接合部の曲げ実験

6. 接合部の設計式

(1) 木質構造接合部設計マニュアル，日本建築学会，2009
(2) 鋼構造接合部設計指針，日本建築学会，2012
(3) 木質構造設計規準・同解説 - 許容応力度・許容耐力設計法，日本建築学会，2006
(4) 木造軸組み工法住宅の許容応力度設計，日本住宅・木材技術センター，2001