

跳出し部の無い免震床組

■ はじめに

これまでは、免震層の床組において、跳出しを設けた構造で設計を行っていました。跳出しを設けることで構造的に単純明快な設計が可能です。しかし、デザインのやや難があること、外周のクリアランスが広くなることなどの問題がありました。

特に敷地が狭い場合には、クリアランスの確保が困難であることから制約条件がより厳しくなっていました。以下では、跳出しを解消した床組の設計法を示します。

■ 跳出しの有無の比較

これまでの設計では柱直下にすべり支承を設置していました(写真 1 参照)。

地震移動時に上部すべり支承が下部すべり支承(土台上)から脱落しないために跳出しが必要です。

すべり支承の従来の設置方法を詳しく説明します。



写真 1 従来のすべり支承の設置方法

■下部すべり支承は土台に設置します。土台の方向は在来工法の配置と基本的には同一とします(図 1 参照)。

■土台に直交する方向に柱が載る梁を設置します。梁には上部すべり支承が取り付けます(図 2 参照)。

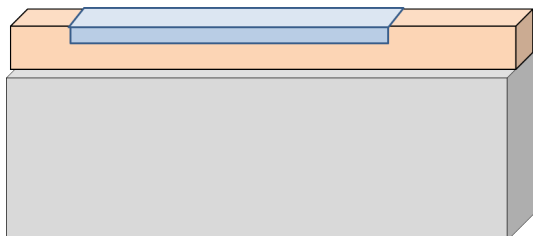


図 1 基礎・土台と下部すべり支承

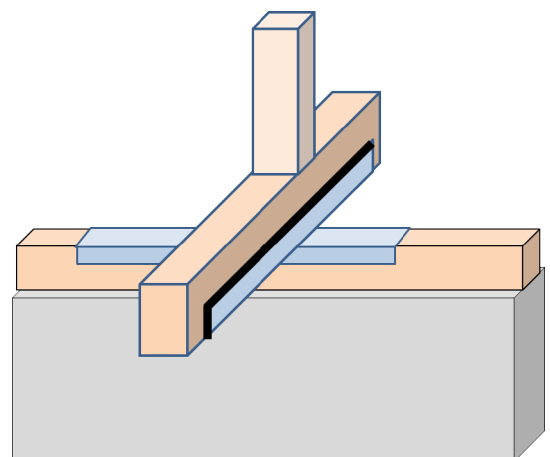


図 2 床梁・柱と上部すべり支承の配置

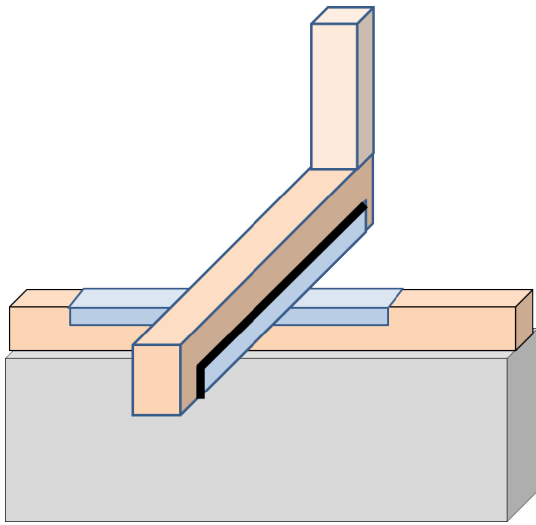


図 3 従来の設置方法で跳出しを無くした場合

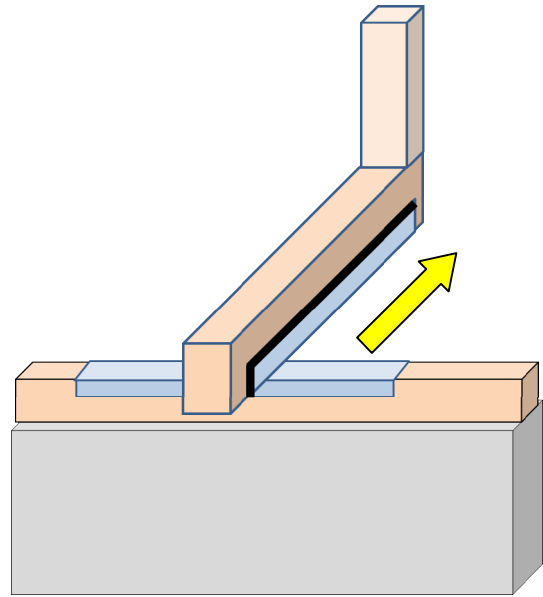


図 4 地震時に移動した場合

■従来の設置方法で跳出しの先に柱を設置した場合(図 3 参照)、地震で移動すると、跳出しスパンが 2 倍になります(図 4 参照)。

免震層の最大変位を 350mm とすると、2 倍では 700mm になります。柱軸力に依りますが梁の断面は 105×300 以上が必要になります。従って、必ずしも設計できないことはありませんが、壁の剛性低下が著しいので好ましくありません。

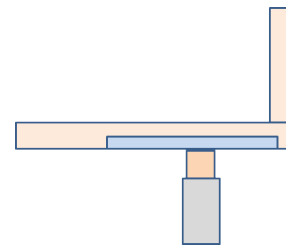


図 3(a) 常時(断面図)

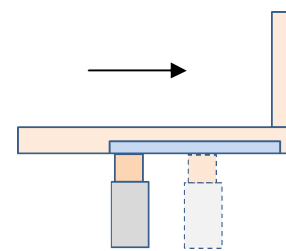


図 4(a) 地震時(断面図)

【新たな設置方法】

■下部すべり支承は、従来の設置に対し 90 度

回転して設置します(図 5 参照)。このように設置することで図 4 の矢印のように移動しても、跳出しスパンの変化は有りません、

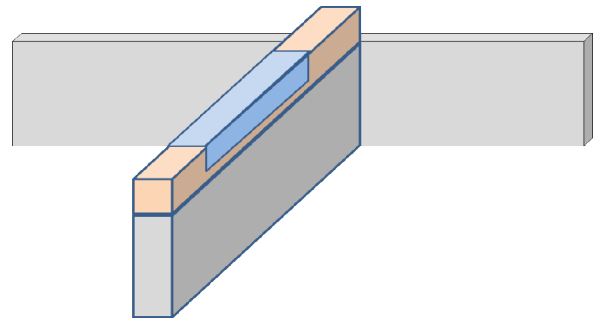


図 5 新たな設置方法(下部すべり支承)

■上部すべり支承は、柱が載る床梁に直交する方向に設置することになります。床梁に切り込みを入れるのは避けたいため、工夫が必要になります。すべり支承の内法高さは 58mm なので床梁の下方に 60mm 以上の取付代を設けた受け梁を設置し、受け梁(直交梁)に上部すべり支承を取り付けます(図 6 参照)。

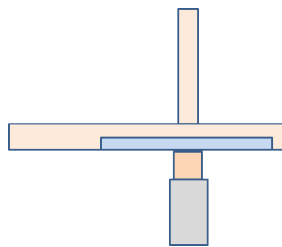


図 6(a) 従来の設置法(断面図)

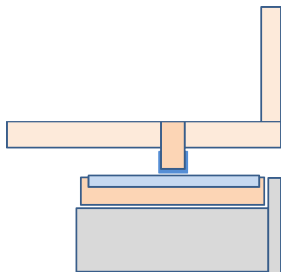


図 6(b) 新設置方法(断面図)

受け梁の上端は床梁の上端と必ずしも一致させる必要はありません。図 7 は床梁に 120×210、受け梁に 105×210 を使用し、梁上端に段差を設けた例です。

段差を設けることで、床梁および受け梁の梁成を変えてもレベルを一定に出きるため、より合理的な設計が可能になります。

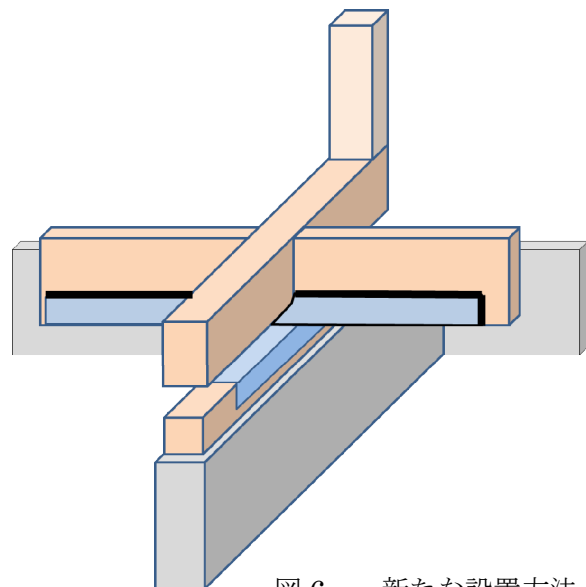


図 6 新たな設置方法

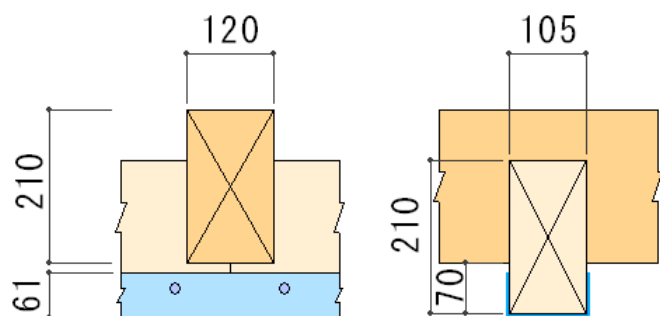


図 7 床梁と受け梁の詳細図

■ 跳出し梁の許容軸力

跳出しの梁には直接すべり支承を取り付けません。従って、梁幅を 120 とすることもできます。 跳出しのスパンは、支承と梁端の構造芯間を 455 とし、柱幅を 120、支承の土台幅を 105 とすると、

$$\text{スパン} = 455 - 105 / 2 - 120 / 2 = 342.5$$

となります。

長期の許容軸力を表 1 に示します。跳出しのスパンが短いので曲げモーメントではなく、せん断で耐力限界が決まります。

長期の柱軸力は、中柱で 30kN、外柱で 20kN 前後です(2 階建ての場合)。中柱は柱直下に支承を置くことが可能です。跳出しになるのは外柱なので、十分に設計が可能です。

表 1 跳出し梁の許容軸力(単位 kN)

	梁幅	梁成	スパン	応力(曲げ)	応力(剪断)	軸力(曲げ)	軸力(剪断)	最小値
長期	120	180	342.5	11	1.1	20.8	23.8	20.8
長期	120	210	342.5	11	1.1	28.3	27.7	27.7
長期	120	240	342.5	11	1.1	37.0	31.7	31.7

※木材は集成材を想定し曲げおよびせん断基準強度は、30N/mm²、3N/mm² としました。

■ 跳出し梁の変位

跳出し梁の変位は、

$$\delta = \frac{P \cdot L^2 (L + a)}{3EI} = \frac{20,000 \times 343^2 (343 + 1365)}{3 \times 10,500 \times 9.26 \times 10^7} = 1.38 \text{ mm}$$

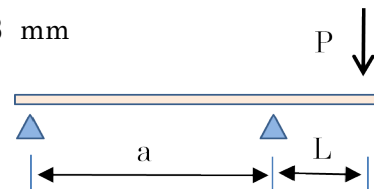
となる。ここに、P：柱軸荷重 20kN 程度以下

L：跳出しスパン(上記参照)

a：支承間隔 1,365mm 以下

E：ヤング率 E105・F300 と仮定 E=10,500 N/mm²

I：断面 2 次モーメント集成材 120×210 $I = \frac{120 \times 210^3}{12} = 9.26 \times 10^7$



変位は 1.4mm 以下で問題ない程度と考えます。また、側柱の平均軸力は 10kN 程度なので、実際の変位は 0.7mm 程度になると考えます。

■ 試設計例

試設計邸物の 1 階間取りを図 8 に、床組を図 9 に基礎を図 10 に示します。支承の数は 32 基で跳ね出しが無い場合と大差がありません。基礎の立上りのコンクリート量および床組の梁材はごくわずかな増加になります。

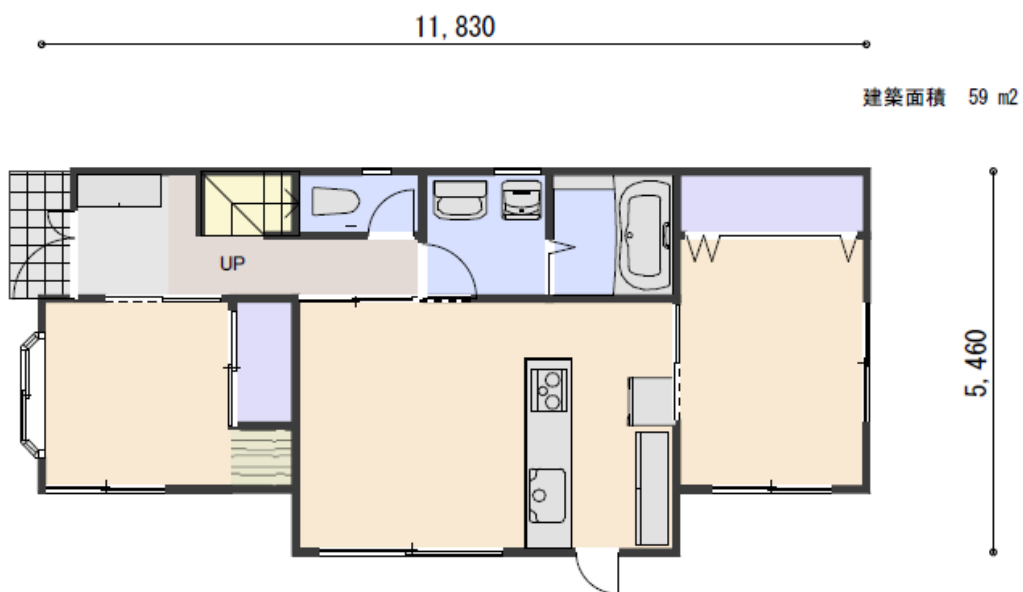


図 8 試設計例の間取り

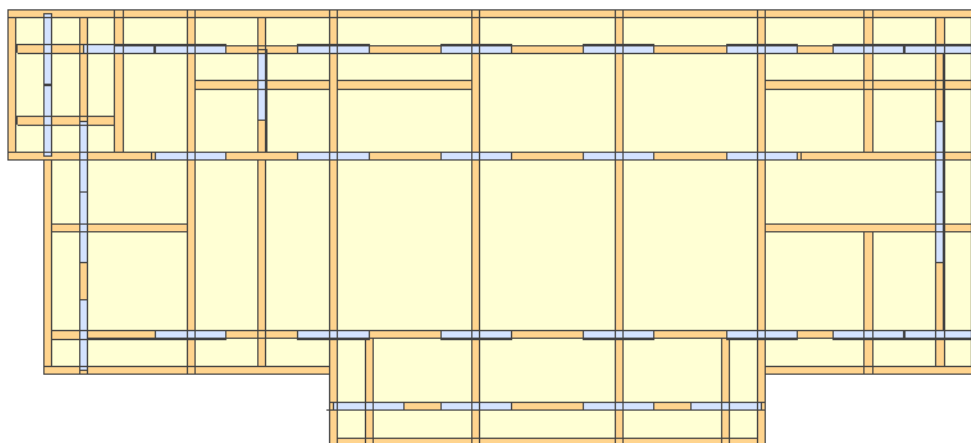


図 9 床のフレーム組および上部すべり支承

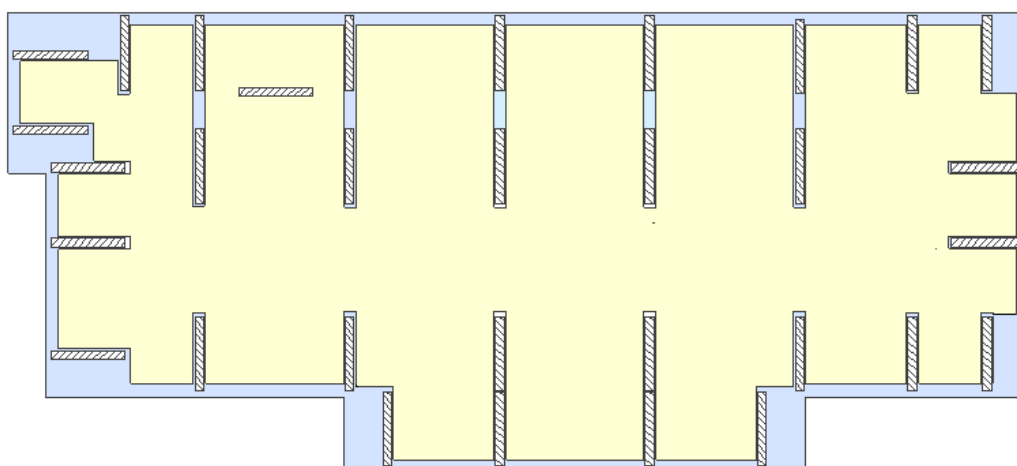


図 10 基礎および下部すべり支承配置図