

明 細 書

発明の名称：

鉄骨コンクリート梁及び鉄骨コンクリート梁の施工方法

技術分野

[0001] 本発明は、鉄骨コンクリート梁及び鉄骨コンクリート梁の施工方法に関する。

背景技術

[0002] 従来、ＲＣ造の梁に対してダクト等を通すための貫通孔を形成する方法が提案されている。このような方法の一例としては、梁の外郭に補強部材を取付けて貫通補強を施すことで貫通孔形成時の梁の耐力低下を抑制し、この後に、梁と補強部材とを貫通する貫通孔を形成する方法が提案されている（例えば、特許文献１参照）。

先行技術文献

特許文献

[0003] 特許文献１：特開２０１４－１４８８１３号公報

発明の概要

発明が解決しようとする課題

[0004] しかし、上述したような特許文献１に記載の方法では、貫通孔を形成するために、ＲＣ造の梁を構築した後で別途補強部材を梁の側面に取付ける必要があるため、作業工数が増えていた。また、補強部材を取付けた範囲にしか貫通孔を形成することができないため、貫通孔の位置や大きさの自由度が低かった。そこで、貫通孔を形成するために補強部材を別途取り付ける手間やコストを削減でき、また、貫通孔の位置や大きさの自由度を高めることができる鉄骨コンクリート梁及び鉄骨コンクリート梁の施工方法が要望されていた。

[0005] 本発明は、上記に鑑みてなされたものであって、貫通孔を形成するために補強部材を別途取り付ける手間やコストを削減でき、また、貫通孔の位置や

大きさの自由度を高めることができる鉄骨コンクリート梁及び鉄骨コンクリート梁の施工方法を提供することを目的とする。

課題を解決するための手段

[0006] 上述した課題を解決し、目的を達成するために、請求項 1 に記載の鉄骨コンクリート梁は、底板部と、前記底板部の両端から上方向に延出する一对の側板部と、を有する鋼製型枠と、前記鋼製型枠の前記底板部と一对の前記側板部によって構成された溝部に打設されたコンクリートと、を備える。

[0007] 請求項 2 に記載の鉄骨コンクリート梁は、請求項 1 に記載の鉄骨コンクリート梁において、前記鉄骨コンクリート梁の許容曲げモーメント又は許容せん断力が、下記の数式（1）により算定されている、請求項 1 に記載の鉄骨コンクリート梁。

$$\text{（数式 1）} \quad F_a = F_{RC} + \beta \cdot F_s$$

ただし、

F_a ：前記鉄骨コンクリート梁の許容曲げモーメント又は許容せん断力

F_{RC} ：前記コンクリートの許容曲げモーメント又は許容せん断力

β ：前記鋼製型枠の許容曲げモーメント又は許容せん断力の負担係数であって 0.5 以下の負担係数

F_s ：前記鋼製型枠の許容曲げモーメント又は許容せん断力

である。

[0008] 請求項 3 に記載の鉄骨コンクリート梁は、請求項 1 又は 2 に記載の鉄骨コンクリート梁において、前記鉄骨コンクリート梁は、その一部が大梁に接合されるものであり、前記鋼製型枠は、前記鋼製型枠の長手方向における前記大梁側の端部であって、前記大梁の側面に形成された切り欠きを介して前記大梁に収容される、前記大梁のかぶり厚以上の長さの端部を備える。

[0009] 請求項 4 に記載の鉄骨コンクリート梁は、請求項 1 から 3 のいずれか一項に記載の鉄骨コンクリート梁において、前記側板部及び前記コンクリートは、前記側板部と前記コンクリートとを貫通する貫通孔を形成可能な貫通孔形成部を有する。

- [0010] 請求項 5 に記載の鉄骨コンクリート梁は、請求項 1 から 4 のいずれか一項に記載の鉄骨コンクリート梁において、前記一对の側板部を相互に固定するための開き止め部材を、前記一对の側板部の上端位置から、当該上端位置よりも前記一对の側板部の高さの $1/3$ だけ下方の位置、までの範囲内に設けた。
- [0011] 請求項 6 に記載の鉄骨コンクリート梁は、請求項 1 から 5 のいずれか一項に記載の鉄骨コンクリート梁において、前記鋼製型枠は、前記側板部の上端から外方向に延出するフランジ部を備える。
- [0012] 請求項 7 に記載の鉄骨コンクリート梁は、請求項 6 に記載の鉄骨コンクリート梁において、前記鋼製型枠は、前記フランジ部の外端から下方向又は上方向に延出する補強部を備える。
- [0013] 請求項 8 に記載の鉄骨コンクリート梁の施工方法は、底板部と、前記底板部の両端から上方向に延出する一对の側板部と、を有する鋼製型枠を設置する鋼製型枠設置ステップと、前記鋼製型枠設置ステップにおいて設置した前記鋼製型枠の前記底板部と一对の前記側板部によって構成された溝部にコンクリートを打設する打設ステップと、を含む。
- [0014] 請求項 9 に記載の鉄骨コンクリート梁の施工方法は、請求項 8 に記載の鉄骨コンクリート梁の施工方法において、前記鉄骨コンクリート梁の許容曲げモーメント又は許容せん断力が、下記の数式（1）により算定されている、請求項 8 に記載の鉄骨コンクリート梁の施工方法。

$$\text{（数式 1）} \quad F_a = F_{RC} + \beta \cdot F_S$$

ただし、

F_a ：前記鉄骨コンクリート梁の許容曲げモーメント又は許容せん断力

F_{RC} ：前記コンクリートの許容曲げモーメント又は許容せん断力

β ：前記鋼製型枠の許容曲げモーメント又は許容せん断力の負担係数であって 0.5 以下の負担係数

F_S ：前記鋼製型枠の許容曲げモーメント又は許容せん断力

である。

発明の効果

- [0015] 請求項 1 に記載の鉄骨コンクリート梁、及び請求項 8 に記載の鉄骨コンクリート梁の施工方法によれば、コンクリートの外郭が鋼製型枠によって覆われているため、梁の側面に貫通孔を形成した際の耐力の低下を抑制することができ、貫通孔を形成するために補強部材を別途取り付けの手間やコストを削減できる。
- [0016] 請求項 2 に記載の鉄骨コンクリート梁、及び請求項 9 に記載の鉄骨コンクリート梁の施工方法によれば、鋼製型枠とコンクリートのそれぞれの負担割合を考慮した複合的な許容曲げモーメントや許容せん断力を計算することが可能になり、鉄骨コンクリート梁の設計を最適化することが可能になる。
- [0017] 請求項 3 に記載の鉄骨コンクリート梁によれば、鋼製型枠の端部であって大梁のかぶり厚以上の長さの端部を大梁に收容することで、小梁と大梁の接合強度を一層向上させることが可能になる。
- [0018] 請求項 4 に記載の鉄骨コンクリート梁によれば、貫通孔形成部において貫通孔を形成できるので、貫通孔に配管や配線を相通させること等が可能になり、鉄骨コンクリート梁の利便性を高めることができる。特に、鉄骨コンクリート梁のコンクリートの外郭が鋼製型枠によって覆われているため、貫通孔を形成可能な部分が、従来技術のように補強部材を取付けた部分に限定されず、貫通孔の大きさや配置の自由度を高めることができる。
- [0019] 請求項 5 に記載の鉄骨コンクリート梁によれば、一对の側板の上端に比較的近い位置でこれら一对の側板の相対位置を固定できるので、この範囲よりも下方の位置に開き止め部材を設けた場合に比べて、一对の側板が相互に外向きに開いてしまうことを一層効果的に防止できる。
- [0020] 請求項 6 に記載の鉄骨コンクリート梁によれば、フランジ部を備えるので、鉄骨コンクリート梁で支持するスラブの荷重をフランジ部で受けてスムーズに鉄骨コンクリート梁へと流すことができ、鉄骨コンクリート梁の耐力が向上する。
- [0021] 請求項 7 に記載の鉄骨コンクリート梁によれば、フランジ部の外端に補強

部を備えるので、鋼製型枠の溝部やフランジ部の上にコンクリートが打設された際のフランジ部の座屈を、補強部によって抑制することができ、鉄骨コンクリート梁の耐力が向上する。

図面の簡単な説明

[0022] [図1]本発明の実施の形態1に係る鉄骨コンクリート梁（小梁）を示す図であって、図1（a）は、左側面図、図1（b）は、図1（a）のA－A矢視断面図である。

[図2]小梁と大梁との接合部付近における施工時の一時的状態を示す分解斜視図である。

[図3]小梁の断面と算定パラメータの関係を示す図である。

[図4]スラブの厚さと長期曲げ剛性比の関係を示すグラフである。

[図5]スラブの厚さと短期曲げ剛性比の関係を示すグラフである。

[図6]貫通孔がない場合における、小梁の載荷荷重と鋼製型枠のせん断剛性比の関係を示すグラフである。

[図7]貫通孔がある場合における、小梁の載荷荷重と鋼製型枠のせん断剛性比の関係を示すグラフである。

[図8]図1（a）のA－A矢視断面に対応する断面斜視図であって、図8（a）は、鋼製型枠設置ステップ完了時、図8（b）は、主筋配筋ステップ、デッキプレート設置ステップ、及び打設ステップ完了時、図8（c）は、貫通ステップ完了時の小梁を示す。

[図9]図1（a）のA－A矢視断面に対応する断面斜視図であって、図9（a）は、鋼製型枠設置ステップ、及び円筒型枠設置ステップ完了時、図9（b）は、主筋配筋ステップ、デッキプレート設置ステップ、及び打設ステップ完了時、図9（c）は、貫通ステップ完了時の小梁を示す。

[図10]Z形鋼の運搬状態を示す図であり、図10（a）は実施形態1のZ形鋼の運搬状態を示す端面図、図10（b）は第1変形例に係るZ形鋼の運搬状態を示す端面図である。

[図11]第2変形例に係る鋼製型枠を示す図であり、図11（a）は折り曲げ

前の鋼製型枠の平面図、図 1 1 (b) は折り曲げ後の鋼製型枠の側面図である。

[図12]第3変形例に係る小梁と大梁との接合部付近を示す図であって、図 1 2 (a) は、左側面図、図 1 2 (b) は、図 1 2 (a) の B-B 矢視断面図である。

[図13]第4変形例に係る小梁と大梁との接合部付近を示す図であり、図 1 3 (a) は右側面図、図 1 3 (b) は平面図である。

[図14]第5変形例に係る小梁と大梁との接合部付近を示す右側面図である。

[図15]第6変形例に係る小梁と大梁との接合部付近を示す右側面図である。

[図16]図 1 5 の小梁の鋼製型枠の端部の斜視図である。

[図17]第7変形例に係る小梁と大梁との接合部付近を示す右側面図である。

[図18]第8変形例に係る小梁と大梁との接合部付近を示す側面図である。

[図19]図 1 8 の平面図である。

[図20]図 1 (a) の A-A 矢視断面に対応する断面図であって、第9変形例に係る小梁の鋼製型枠の断面図である。

[図21]図 1 (a) の A-A 矢視断面に対応する断面図であって、第10変形例に係る小梁の鋼製型枠の断面図である。

[図22]図 1 (a) の A-A 矢視断面に対応する断面図であって、図 2 2 (a) は、第11変形例に係る小梁の鋼製型枠、図 2 2 (b) は、第12変形例に係る小梁の鋼製型枠である。

[図23]図 1 (a) の A-A 矢視断面に対応する断面図であって、図 2 3 (a) は、第13変形例に係る小梁の鋼製型枠、図 2 3 (b) は、第14変形例に係る小梁の鋼製型枠である。

発明を実施するための形態

[0023] 以下に添付図面を参照して、この発明に係る鉄骨コンクリート梁の実施の形態を詳細に説明する。まず、〔I〕実施の形態の基本的概念を説明した後、〔I I〕実施の形態の具体的内容について説明し、最後に、〔I I I〕実施の形態に対する変形例について説明する。ただし、実施の形態によって本

発明が限定されるものではない。

[0024] 〔Ⅰ〕実施の形態の基本的概念

まず、実施の形態の基本的概念について説明する。

実施の形態は、建築物を構成する鉄骨コンクリート梁に関する。「鉄骨コンクリート梁」とは、少なくとも鉄骨とコンクリートとを備える梁である。なお、鉄骨コンクリート梁は、これらの鉄骨及びコンクリート以外の構成要素を備えても構わず、例えば実施の形態では、鉄骨及びコンクリートに加えてさらに鉄筋を有する鉄骨鉄筋コンクリート梁として構成した例を示す。このような鉄筋としては、例えば主筋やあばら筋を備えてよいが、以下では主筋のみを備え、あばら筋は備えない場合について説明する。ただし、鉄骨コンクリート梁が、例えばあばら筋のみを備えていたり、主筋とあばら筋の両方を備えていたり、これらのいずれも備えていなかったりしてもよい。

[0025] また、鉄骨の形状は、コンクリートを打設可能な型枠として機能する限り任意であり、以下では軸断面がハット形状（一对のZ形鋼を互いに接合した形状）の鋼製型枠である場合について説明する。

[0026] また、実施の形態に係る鉄骨コンクリート梁の設置階は任意であり、以下では鉄骨コンクリート梁が2階梁である場合について説明するが、他の階の梁にも適用できる。また、以下では鉄骨コンクリート梁が小梁である場合について説明するが、大梁であっても構わない。

[0027] 〔Ⅱ〕実施の形態の具体的内容

次に、実施の形態の具体的内容について説明する。

[0028] （実施の形態1）

まずは、実施の形態1に係る鉄骨コンクリート梁について説明する。

[0029] （構成）

図1は、本実施の形態1に係る鉄骨コンクリート梁（以下、単に「小梁」1）を示す図であって、図1（a）は、左側面図、図1（b）は、図1（a）のA-A矢視断面図である。この図1に示すように、本実施の形態1に係る小梁1は、鋼製型枠10、小梁コンクリート20、主筋30、及び貫通孔

40を備えている。ここで、以下では、必要に応じて、各図における $+X-X$ 方向を「幅方向」と称し、特に $+X$ 方向を「右方向」、 $-X$ 方向を「左方向」と称する。また、 $+Y-Y$ 方向を「奥行き方向」又は「前後方向」と称し、特に $+Y$ 方向を「前方向」、 $-Y$ 方向を「後方向」と称する。また、 $+Z-Z$ 方向を「高さ方向」又は「上下方向」と称し、特に $+Z$ 方向を「上方向」、 $-Z$ 方向を「下方向」と称する。また、鉄骨コンクリート梁の軸心を通る鉛直平面（ YZ 平面）に対して、幅方向（ $+X-X$ ）に沿って近付く方向を「内方向」、幅方向（ $+X-X$ ）に沿って遠ざかる方向を「外方向」と称する。

[0030] （構成－鋼製型枠）

鋼製型枠10は、小梁コンクリート20を打設するための溝部（後述する）を有する鋼製の型枠である。この鋼製型枠10は、建築物を構成する各小梁1に設けられており、小梁1を下方から覆うように配置されている。ここで、本実施の形態1の鋼製型枠10は、施工現場にて、図示のように一对の（すなわち、2つの）Z形鋼11を後述する底板部12にて相互に接合して形成されるが、これに限らず、鋼製型枠10を単一の部材で一体形成しても構わないし、3つ以上の部材を組み合わせて形成しても構わない。このように3つ以上の部材を組み合わせる場合には、例えば、Z形鋼11を構成する一体形成された部材（後述する底板部12、側板部13、フランジ部14、及び補強部15）を相互に分離して形成してもよい。なお、一对のZ形鋼11の各々は相互に略同様に構成できるので、以下では一方のZ形鋼11についてのみ説明するが、これらのZ形鋼11を相互に区別する必要がある場合には、小梁1の右方（ $+X$ 方向）に位置するZ形鋼11を「右Z形鋼」、小梁1の左方（ $-X$ 方向）に位置するZ形鋼11を「左Z形鋼」と区別して称する。また、鋼製型枠10の具体的な形成方法については後述する。

[0031] ここで、Z形鋼11は、鋼製型枠10を構成する枠部材であって、図1（b）に示すように軸断面が略Z形状の鋼材である。このZ形鋼11は、底板部12、側板部13、フランジ部14、及び補強部15を備えている。

[0032] 底板部 12 は、鋼製型枠 10 の底面に位置する鋼板である。この底板部 12 は、一对の Z 形鋼 11 の各々の底板部 12 を相互に接合するための接合面 16 を有し、この接合面 16 において一对の Z 形鋼 11 が相互に接合されている。例えば、本実施の形態 1 では、左 Z 形鋼の底板部 12 の一部の上に、右 Z 形鋼の底板部 12 の一部が重ね合わされており、これら一对の Z 形鋼 11 が相互に接触している部分（左 Z 形鋼の底板部 12 の上面と、右 Z 形鋼の底板部 12 の下面）のそれぞれが接合面 16 である。この接合面 16 での接合の具体的な方法は任意で、例えば本実施の形態 1 では、両 Z 形鋼 11 の接合面 16 には梁の長手方向（+Y-Y 方向）に沿って間隔を隔てて複数のボルト孔（図示省略）が形成されており、このボルト孔を用いてボルト締結することで両 Z 形鋼 11 を接合する。ただし、接合の具体的な方法はこれに限らず、例えば溶接により接合してもよいし、ビスを貫通させて接合してもよい。

[0033] 側板部 13 は、底板部 12 から上方向に延出する鋼板である。具体的には、この側板部 13 は、底板部 12 の外端から折り返されて、梁の上端まで延出している部分であって、小梁 1 の左右の側方を覆うように位置している。ここで、側板部 13 の高さ方向（+Z-Z 方向）の長さは、右 Z 形鋼よりも左 Z 形鋼の方が、底板部 12 の厚みの分だけ長い。これは、一对の Z 形鋼 11 を重ね合わせた際に、両 Z 形鋼 11 の側板部 13 の上端位置（すなわち、フランジ部 14 の高さ位置）を相互に一致させるためである。

[0034] なお、一对の鋼製型枠 10 の側板部 13 及び底板部 12 により形成された軸断面 U 字状の部分を、以下では必要に応じて溝部と称する。このように鋼製型枠 10 が溝部を形成することで、当該溝部にコンクリートを打設可能となる。また、溝部により小梁 1 の下方や側方が鋼板で覆われるので、火災時に小梁コンクリート 20 の下方や側方から蒸気が抜けることを抑止でき、小梁 1 の下方の室内の温度上昇を抑止し、小梁 1 の耐火性能を向上させることができる。

[0035] フランジ部 14 は、側板部 13 の上端から外方向に延出する鋼板である。

具体的には、このフランジ部 1 4 は、側板部 1 3 の上端から外方向に折り返されて、水平面に沿うように延出している部分であり、このフランジ部 1 4 の上にはデッキプレート 3 が載置されてビス留めされている。このデッキプレート 3 は公知の波形鋼板である場合について説明するが、これに限らず平板を用いてもよい。なお、図示は省略しているが、実際には大梁 2 の長手方向に沿って小梁 1 が間隔を隔てて並設されており、デッキプレート 3 の一端部は、図 1 (b) に示すように一本の小梁 1 のフランジ部 1 4 に載置されており、デッキプレート 3 の他方の端部は上記一本の小梁 1 の隣の小梁 1 のフランジ部 1 4 に同様に載置されている。このように、フランジ部 1 4 を備えるので、スラブコンクリート 4 (後述する) の荷重をフランジ部 1 4 で受けてスムーズに小梁 1 へと流すことができ、小梁 1 の耐力が向上する。

[0036] 補強部 1 5 は、フランジ部 1 4 の外端から下方向に延出する鋼板である。このように補強部 1 5 を設けてフランジ部 1 4 の外端に厚みを持たせることにより、スラブコンクリート 4 を打設してフランジ部 1 4 がスラブの荷重を受けた場合の、フランジ部 1 4 の外端の局部座屈を抑止できる。また、補強部 1 5 により強度の低い部分のみを局部的に補強することで、鋼製型枠 1 0 の全体的な薄肉化が可能となる。なお、本実施の形態 1 の補強部 1 5 は、フランジ部 1 4 の外端から下方向に延出しているが、これに限らず、例えば上方向に延出してもよい。

[0037] (構成—小梁コンクリート)

小梁コンクリート 2 0 は、鋼製型枠 1 0 の底板部 1 2 と一对の側板部 1 3 によって構成された溝部に打設されたコンクリートである。この小梁コンクリート 2 0 は、溝部の内部に充填された状態で固化された公知のコンクリートであり、この小梁コンクリート 2 0 には上述したように複数の貫通孔 4 0 が形成されている。ここで、小梁コンクリート 2 0 の上方には、上階のスラブを形成するためのスラブコンクリート 4 が水平面に沿って形成されており、また、小梁コンクリート 2 0 の前端及び後端には、大梁 2 を形成するための大梁コンクリート (符号省略) が小梁 1 と直交するように形成されている。

。なお、これらの小梁コンクリート20、スラブコンクリート4、及び大梁コンクリートは、別々の名称や符号を付しているが、本実施の形態1では同時に打設されて形成されており、またこれらを相互に区別する必要のない際には単に「コンクリート」と称して説明する。

[0038] (構成—主筋)

主筋30は、梁の軸心方向に沿って延設された鉄筋である。なお、本実施の形態1では2本の上端筋と4本の下端筋を一例として図示しているが、主筋30の数や配置はこれに限らない。

[0039] (構成—貫通孔)

貫通孔40は、側板部13及び小梁コンクリート20を貫通するように形成された孔であり、例えば鋼製型枠10に打設した小梁コンクリート20が固化した後に、ドリルで側板部13及び小梁コンクリート20を削孔して形成する。このように貫通孔40を形成することで、例えば空調や電気設備用のダクトや配管を当該貫通孔40に通すことができる(以下では、貫通孔40に通すものが空調用のダクトである場合について説明する)。したがって、ダクトを、小梁1を挟む一方の空間(例えば小梁1の右方の空間)から他方の空間(例えば小梁1の左方の空間)へと延設することができ、ダクトの配置の自由度が向上する。

[0040] ここで、貫通孔40は、小梁1の貫通孔形成部に形成される。この「貫通孔形成部」とは、側板部13及び小梁コンクリート20を貫通する貫通孔40を形成可能な部分であり、具体的には、鉄筋(本実施の形態1では主筋30)が配筋されていない部分(ドリルで貫通孔40を削孔する際に、鉄筋にドリルが干渉してしまわない部分)である。例えば本実施の形態1では、小梁1における下方の主筋30(下端筋)よりも上方の部分である。なお、貫通孔40の数は、図示では梁の軸心方向に沿った6つであるが、これに限らない。

[0041] (構成—大梁との接合部)

続いて、本実施の形態1に係る小梁1と大梁2との接合部について説明す

る。図2は、小梁1と大梁2との接合部付近における施工時の一時的状態を示す分解斜視図である。なお、図2では、図示の便宜上、小梁1や大梁2を構成するコンクリートや鉄筋は省略している。この図2に示すように、本実施の形態1に係る大梁2の木製型枠2aの側面には、小梁1の軸断面形状と略一致する形状（ハット形状）の切り欠き（以下、小梁収容部2b）が形成されている。そして、この小梁収容部2bに小梁1の鋼製型枠10をはめ込んだ状態で、鋼製型枠10と大梁2の木製型枠2a内に同時にコンクリートを打設することで、小梁1と大梁2を同時に形成できる。なお、小梁収容部2bの上端の左右には、図示のようにフランジ部14と同一幅の切り欠き（以下、フランジ収容部2c）が形成されており、このフランジ収容部2cにフランジ部14を収めることができる。ただし、このようにフランジ収容部2cにフランジ部14を収めた場合、フランジ部14の下方には補強部15の高さ分だけ隙間が形成されるので、この隙間からコンクリートが漏れることを防止するために、この隙間を埋める封止材2d（例えば、図示のような直方体の木材）を配置している。

[0042] また、コンクリートを打設するまでの間、仮設サポート（図示省略）で小梁1を支持してもよい。なお、仮設サポートの位置や本数は小梁1の長さや重量に応じて適宜変更して構わないが、例えば、軸方向両端部に1本ずつと、軸方向中央部に1本を設けてもよい。なお、鋼製型枠10は、木製型枠2aと比べて耐力が高いので、小梁1の長さや重量に鑑みて不要であれば仮設サポートを省略してもよい。

[0043] （鋼製型枠の設計方法）

次に、本実施の形態1に係る鋼製型枠10の設計方法の一例を説明する。本実施の形態においては、小梁1の許容曲げモーメント又は許容せん断力を、下記の数式（1）により算定する。

$$\text{（数式1）} \quad F_a = F_{RC} + \beta \cdot F_s$$

ただし、

F_a ：小梁1の許容曲げモーメント又は許容せん断力

F_{RC} : 小梁コンクリート 20 (以下、必要に応じて「RC」 (Reinforced Concrete)) の許容曲げモーメント又は許容せん断力

β : 鋼製型枠 10 の許容曲げモーメント又は許容せん断力の負担係数であって 0.5 以下の負担係数

F_S : 鋼製型枠 10 の許容曲げモーメント又は許容せん断力である。

[0044] (鋼製型枠の設計方法—許容曲げモーメントの設計方法)

この設計方法について、許容曲げモーメントの設計方法と、許容せん断力の設計方法に分けて、以下において一層具体的に説明する。最初に、許容曲げモーメントの設計方法について説明する。この許容曲げモーメントは、長期許容曲げモーメントと短期許容曲げモーメントに分けて設計するものとし、長期許容曲げモーメントを下記の数式 (2)、短期許容曲げモーメントを下記の数式 (3) によりそれぞれ算定する。図 3 は、小梁 1 の断面と算定パラメータの関係を示す図である。

$$\text{(数式 2)} \quad {}_L M_a = {}_L M_{RC} + {}_L \beta_M \cdot {}_L M_S$$

$$\text{(数式 3)} \quad {}_S M_a = {}_S M_{RC} + {}_S \beta_M \cdot {}_S M_S$$

ただし、

${}_L M_{RC}$: RC 断面部分の長期許容曲げモーメント

(RC 断面の引張鉄筋比が釣合鉄筋比以下の場合は $a_t \cdot {}_L f_t \cdot j$ としてよい)

${}_S M_{RC}$: RC 断面部分の短期許容曲げモーメント

(RC 断面の引張鉄筋比が釣合鉄筋比以下の場合は $a_t \cdot {}_S f_t \cdot j$ としてよい)

a_t : 引張鉄筋断面積

${}_L f_t$: 引張鉄筋の長期許容引張応力度

${}_S f_t$: 引張鉄筋の短期許容引張応力度

j : 応力中心距離 ($j = (7/8) \cdot d$)

d : 断面の有効せい (小梁 1 の上面から、コンクリートの配筋までの距離)

)

${}_L\beta_M$: 長期鉄骨曲げ負担有効係数であって 0.5 以下の係数であり、ここでは 0.1

${}_S\beta_M$: 短期鉄骨曲げ負担有効係数であって 0.5 以下の係数であり、ここでは 0.4

${}_LM_S$: S 断面部分の長期許容曲げモーメント (${}_LM_S = {}_L\sigma_t \cdot Z_S$)

${}_SM_S$: S 断面部分の短期許容曲げモーメント (${}_SM_S = {}_S\sigma_t \cdot Z_S$)

${}_L\sigma_t$: 鋼製型枠 10 の長期許容引張応力度

${}_S\sigma_t$: 鋼製型枠 10 の短期許容引張応力度

Z_S : 鋼製型枠 10 の断面係数

[0045] また、終局時曲げ耐力 M_u は、下記の数式 (4) により算定する。

$$(数式 4) \quad M_u = M_{uRC} + M_{uS}$$

ただし、

M_{uRC} : RC 断面部分の終局時曲げ耐力 ($M_{uRC} = 0.9 \cdot a_t \cdot 1.1 \cdot {}_Sf_t \cdot d$)

a_t : 引張鉄筋断面積

${}_Sf_t$: 引張鉄筋の短期許容引張応力度

d : 断面の有効せい

M_{uS} : S 断面部分の終局時曲げ耐力 ($M_{uS} = 1.1 \cdot {}_S\sigma_t \cdot Z_p$)

${}_S\sigma_t$: 鋼製型枠 10 の短期許容引張応力度

Z_p : 鋼製型枠 10 の塑性断面係数

[0046] 長期許容曲げモーメントとは、比較的長期（例えば数年間～数十年間）に渡る許容曲げモーメントであり、短期許容曲げモーメントとは、比較的短期（例えば数時間～数日間）に渡る許容曲げモーメントである。このように 2 つの期間に分けて許容曲げモーメントを計算する理由は、期間の長さによって小梁 1 への载荷状況が異なり得ることから、小梁 1 における RC と鋼製型枠 10 との荷重負担割合も異なり得ることを考慮し、各荷重負担割合に適した許容曲げモーメントを設計するためである。すなわち、比較的長期におい

ては、小梁 1 への載荷が比較的小さいことが想定されるので、小梁 1 の RC が割れずに維持され（後述する図 4 の左下の断面参照）、RC の荷重負担割合が高くなることが想定される。一方、比較的短期においては、小梁 1 への載荷が比較的大きいこと（例えば、重量物を積載したフォークリフトが小梁 1 を通過ことにより載荷が比較的大きくなること）が想定されるので、小梁 1 の RC の下端にひび割れが発生することで（後述する図 5 の左下の断面参照。この断面に斜線で示すように、RC のスラブ部分のうち、上部 2/3 程度のみがひび割れせずに残り、荷重を負担することを想定している）、RC の荷重負担割合が小さくなることが想定される。そこで、本実施形態では、数式 2、3 において、小梁 1 における RC と鋼製型枠 10 との荷重負担割合を鉄骨曲げ負担有効係数 β_M として表した上で、この鉄骨曲げ負担有効係数 β_M を長期の場合と短期の場合で異なる値とすることで、各荷重負担割合に適した許容曲げモーメントを設計する。このような設計方法を採用することで、長期と短期のそれぞれの載荷状況を考慮した複合的な許容曲げモーメントを計算することが可能になり、小梁 1 の設計を最適化することが可能になる。

[0047] この鉄骨曲げ負担有効係数 β_M は、鋼製型枠 10 の曲げ剛性 $E_s I_s$ と RC の曲げ剛性比 $\zeta_M (= E_s I_s / E_c I_c)$ から算定することができる。この曲げ剛性比 ζ_M は、鋼製型枠 10 の板厚や小梁 1 に取付くスラブコンクリート 4（以下、必要に応じて「スラブ」）の厚さによっても変化し得ることから、これら鋼製型枠 10 の板厚とスラブの厚さにそれぞれ適用制限範囲を設定し、この適用制限範囲を前提として曲げ剛性比 ζ_M を算定し、当該算定した曲げ剛性比 ζ_M から鉄骨負担有効係数 β_M を決定した。具体的には、鋼製型枠 10 の板厚は、適用制限範囲を 3.2 mm 以上とした。この鋼製型枠 10 の板厚は、厚い程、鋼製型枠 10 の荷重負担割合が大きくなるので、「3.2 mm」を下限値として、この下限値「以上」を適用制限範囲に設定することで、適用制限範囲で鋼製型枠 10 の板厚を決定している限り、鉄骨負担有効係数 β_M がそれ以下にはならないようにしている。一方、スラブの厚さは、適用制限範囲を 200 mm 以下とした。このスラブの厚さは、厚い程、スラブによる荷

重負担割合が大きくなるために、鋼製型枠 10 の荷重負担割合が小さくなるので、「200 mm」を上限値として、この上限値「以下」を適用制限範囲に設定することで、適用制限範囲でスラブの厚さを決定している限り、鉄骨負担有効係数 β_M がそれ以下にはならないようにしている。

[0048] 図 4 は、スラブの厚さと長期曲げ剛性比 $L \zeta_M$ の関係を示すグラフ、図 5 は、スラブの厚さと短期曲げ剛性比 $S \zeta_M$ の関係を示すグラフである。いずれのグラフも、横軸はスラブの厚さ、縦軸は曲げ剛性比 ζ_M （長期曲げ剛性比 $L \zeta_M$ 又は短期曲げ剛性比 $S \zeta_M$ ）、実線は荷重 = 3.2 ton、点線は荷重 = 4.5 ton を示し、小梁 1 の断面形状は標準断面（全長 6.5 m、全幅 300 mm、全高 550 mm）を想定している。図 4 に示すように、長期では、スラブの厚さの適用制限範囲の上限値である 200 mm において、長期曲げ剛性比 $L \zeta_M$ = 約 0.12 であるから、安全度を考慮して、長期曲げ剛性比 $L \zeta_M$ = 0.1 と設定した。また、図 5 に示すように、短期ではスラブの厚さの適用制限範囲の上限値である 200 mm において、短期曲げ剛性比 $S \zeta_M$ = 約 0.49 であるから、安全度を考慮して、短期曲げ剛性比 $S \zeta_M$ = 0.4 と設定した。そして、これら長期曲げ剛性比 $L \zeta_M$ = 0.1 と短期曲げ剛性比 $S \zeta_M$ = 0.4 に基づいて、耐力式 $M_a = (1 + L \zeta_M) M_{RC}$ より、鉄骨曲げ負担有効係数 $\beta_M = \zeta_M (M_{RC} / M_S)$ より算定することができる。ここで、 M_{RC} / M_S は、RC 断面と鋼製型枠 10 の許容耐力比であり、図 4、5 の断面において RC 断面の配筋を 4-HD13（降伏点が 345 N/mm² 以上の異形鉄筋（steel deformed bar）が 4 本）、鋼製型枠 10 の板厚を 3.2 mm とした場合、 $M_{RC} / M_S = 1.35$ となる。ここでは、安全側の値として $M_{RC} / M_S = 1.0$ として鉄骨曲げ負担有効係数 β_M を算定した。なお、本実施の形態では、上述のように鋼製型枠 10 の板厚やスラブの厚さに適用制限範囲という制限を設ける簡略法（ β 法）を用いているが、各々の断面形状（鋼製型枠 10 の板厚、スラブの厚さ、配筋）に応じて曲げ剛性比 ζ_M を設定し、耐力式 $M_a = (1 + L \zeta_M) M_{RC}$ より、鉄骨曲げ負担有効係数 β_M を算定する詳細法（ ζ 法）を採用してもよい。ここでは設計式が煩雑にならないよう、安全側で設計

式を決めている（鉄の負担率を設計上低めに設定している）。なお、発明者の実験でも確認されたとおり、鋼製型枠 10 の断面部分は RC 断面部分で拘束されており、鋼製型枠 10 は薄板として横座屈しないので、鋼製型枠 10 の鋼材の許容応力度 f_b は引張応力度 f_t を採用することとした。

[0049] （鋼製型枠の設計方法－許容せん断力の設計方法）

次に、許容せん断力の設計方法について説明する。この許容せん断力は、許容曲げモーメントに関する上述した考え方と同様に、長期許容せん断力と短期許容せん断力に分けて設計するものとし、長期許容せん断力を下記の数式（5）、短期許容せん断力を下記の数式（6）によりそれぞれ算定する。小梁 1 の断面と算定パラメータの関係は図 3 に示す通りである。

$$\text{（数式 5）} \quad {}_L Q_a = \alpha \cdot A_C \cdot {}_L f_s + \beta_Q \cdot {}_s A_W \cdot {}_L \sigma_s$$

$$\text{（数式 6）} \quad {}_s Q_a = \alpha \cdot A_C \cdot {}_s f_s + \beta_Q \cdot {}_s A_W \cdot {}_s \sigma_s$$

ただし、

α : せん断スパン比 (M/Q_d) による割増係数

A_C : RC 部のせん断有効断面積 ($A_C = B \cdot j + 2 \cdot B_2 \cdot t$)

${}_L f_s$: コンクリートの長期許容せん断応力度

${}_s f_s$: コンクリートの短期許容せん断応力度

β_Q : 鉄骨せん断負担有効係数であって 0.5 以下の係数であり、ここでは 0.2

${}_s A_W$: 鋼製型枠 10 のせん断断面積 (${}_s A_W = 2 \cdot t_s \cdot (H - 2 \cdot r)$)

t_s : 鋼板の厚さ

r : Z 形鋼板 11 の角部の曲率半径

${}_L \sigma_s$: Z 形鋼板 11 の鋼材の長期許容せん断応力度 (${}_L \sigma_s = {}_L \sigma_t / 3$ の平方根)

${}_s \sigma_s$: Z 形鋼板 11 の鋼材の短期許容せん断応力度 (${}_s \sigma_s = {}_s \sigma_t / 3$ の平方根)

[0050] このせん断力の算定で用いている RC 部のせん断有効断面積 A_C は、図 3 のように実験に用いた小梁 1 と同じ断面とし、鋼製型枠 10 のフランジ部の上

部のスラブの断面積も含んでよいこととする。せん断力の算定式における鉄骨せん断負担有効係数 β_Q は、発明者の実験結果から示される鋼製型枠10のせん断剛性比 ζ_Q から求めることができる。図6は、貫通孔（開口）40がない場合における、小梁1の載荷荷重と鋼製型枠10のせん断剛性比 ζ_Q の関係を示すグラフ、図7は、貫通孔（開口）40がある場合における、小梁1の載荷荷重と鋼製型枠10のせん断剛性比 ζ_Q の関係を示すグラフである。いずれのグラフも、横軸は載荷荷重、縦軸はせん断剛性比 ζ_Q を示す。これら図6、7から分かるように、鋼製型枠10のせん断剛性比 ζ_Q は、貫通孔40の有無や載荷荷重の大小に関わらず、約0.2でほぼ一定である。このため、本実施の形態では、せん断剛性比 $\zeta_Q = 0.2$ と設定して、鉄骨せん断負担有効係数 β_Q を求めた。この鉄骨せん断負担有効係数 β_Q の算定は、詳細法（ ζ 法）の耐力式 $Q_L = (1 + \zeta_Q) Q_{RC}$ より、 $\beta_Q = \zeta_Q (Q_{RC}/Q_S)$ より算定する。ここで、 Q_{RC}/Q_S はRC断面と鋼製型枠10のせん断耐力の比であり、小梁1の断面形状が標準断面（全長6.5m、全幅300mm、全高550mm）であり鋼製型枠10の厚さを3.2mmとした場合、 $Q_{RC}/Q_S = 1.04$ となる。ここでは、安全側の値として $Q_{RC}/Q_S = 1.0$ として鉄骨せん断負担有効係数 $\beta_Q = 0.2$ を算定した。このせん断の設計式においても、詳細法（ ζ 法）として $\zeta_Q = 0.2$ （一定）とし、RC断面の許容耐力から求める式 $Q_a = (1 + \zeta_Q) Q_{RC}$ から求めることも可能であるが、曲げの設計式と同様、鉄骨負担有効係数を明確とした設計式とした。

[0051] 上述のように、許容曲げモーメントの設計においては、長期鉄骨曲げ負担有効係数 $\beta_M = 0.1$ とし、短期鉄骨曲げ負担有効係数 $\beta_M = 0.4$ としており、許容せん断力の設計においては、鉄骨せん断負担有効係数 $\beta_Q = 0.2$ としている。このような鋼製型枠10の負担係数 β は、これら以外の値であってもよいが、安全度を高めるため、鋼製型枠10の荷重負担割合の上限を5割とし、鋼製型枠10の負担係数 $\beta = 0.5$ 以下とする。一方、鋼製型枠10の荷重負担割合の下限は、図6、7のグラフを考慮すると、少なくとも1割とすることができ、鋼製型枠10の負担係数 $\beta = 0.1$ 以上とすること

ができる。ただし、鋼製型枠 10 を小梁コンクリート 20 の型枠としてのみ用いることとし、鋼製型枠 10 に荷重を負担させなくてもよく、この場合には、鋼製型枠 10 の負担係数 $\beta = 0$ としてもよい。このような設計方法を採用することで、鋼製型枠 10 と小梁コンクリート 20 のそれぞれの負担割合を考慮した複合的な許容曲げモーメントや許容せん断力を計算することが可能になり、小梁 1 の設計を最適化することが可能になる。

[0052] (鋼製型枠の形成方法)

続いて、本実施の形態 1 に係る鋼製型枠 10 の形成方法の一例を説明する。まずは、工場にて Z 形鋼 11 を製造する。このような Z 形鋼 11 を製造する具体的な方法は任意で、例えば一枚の平板の薄型鋼板を折り曲げて形成することができる。そして、製造した Z 形鋼 11 を施工現場に運搬する。この際には、複数の Z 形鋼 11 を互いに重ね合わせて運搬できるため、一对の Z 形鋼 11 を互いに接合してから運搬するよりも一度に多くの Z 形鋼 11 を運搬でき、運搬の効率を上げることができる。

[0053] また、この運搬の際、フランジ部 14 の下方には、図 2 に関して説明した封止材（小口材）2 d を予め接着等の任意の方法で付けておいてもよい。この場合には、フランジ部 14 や補強部 15 の強度を封止材 2 d によって高めることができ、運搬時の荷重や衝撃によってフランジ部 14 や補強部 15 が変形することを防止できる。また、同様の目的のため、封止材 2 d と同様の形状の補強用材（図示省略）を、フランジ部 14 の下方において所定間隔で設けたり、封止材 2 d を図 2 の Y 方向に延ばした長尺形状の補強用材（図示省略）をフランジ部 14 の下方に設けたりしてもよい。このような補強用材は、運搬後に取り外してもよいが、取り外すことなく恒久的に固定しておいてもよい。このような補強用材を設けることで、フランジ部 14 や補強部 15 の強度を向上できる場合には、その分だけフランジ部 14 や補強部 15 の強度を低減できるため、これらフランジ部 14 や補強部 15 を薄肉化したり、補強部 15 のフランジ部 14 からの延出寸法を短くしたりしてもよい。

[0054] 次に、施工現場に運搬された一对の Z 形鋼 11 を互いに接合して鋼製型枠

10を形成する。具体的には、図1(b)に示すように右Z形鋼と左Z形鋼の底板部12を重ね合わせた状態で、両底板部12の重畳部分に適当な間隔で形成されたボルト孔(図示省略)にボルトを挿通して留めていってもよい。なお、このように両Z形鋼を接合する際には、各Z形鋼11の側板部13同士の間隔を一定に維持するための部材を取付けることが好ましく、例えば、溝部の内部に位置し、側板部13同士を突っ張ることで間隔を固定する端太角や、溝部の外縁形状にフィットするコ字状のベニヤ板等を仮設し、両Z形鋼11を相互に接合した後に取り外してもよい。

[0055] (小梁の施工方法)

続いて、本実施の形態1に係る小梁1の施工方法について説明する。図8は、図1(a)のA-A矢視断面に対応する断面斜視図であって、図8(a)は、鋼製型枠設置ステップ完了時、図8(b)は、主筋配筋ステップ、デッキプレート設置ステップ、及び打設ステップ完了時、図8(c)は、貫通ステップ完了時の小梁1を示す。

[0056] まずは、図8(a)に示すように、鋼製型枠設置ステップを行う。鋼製型枠設置ステップは、上述した形成方法にて形成した鋼製型枠10を重機等で持ち上げて、梁の施工位置に設置するステップである。なお、本実施の形態1では、鋼製型枠10の端部が、図2に示すように大梁2の木製型枠2aに接続されるように設置する。ここで、図2では、図示の便宜上、小梁1の鋼製型枠10が大梁2の木製型枠2aの切り欠き(小梁収容部2b)にぴったりと納まるように図示しているが、これに限らず、鋼製型枠10を小梁収容部2bに挿入し易くすべく、小梁収容部2bを幅方向に大きくし、鋼製型枠10を挿入してから鋼製型枠10と小梁収容部2bとの間を木材等で埋めても構わない。このように鋼製型枠10を設置してから、後のコンクリート打設時に耐え得るように、鋼製型枠10を仮設サポートで支持する。

[0057] 続いて、図8(b)に示すように、主筋配筋ステップ、デッキプレート設置ステップ、及び打設ステップを行う。

[0058] 主筋配筋ステップは、鋼製型枠10の内部に主筋30を配筋するステップ

である。具体的には、主筋 30 を組んで重機などを用いて持ち上げ、溝部に落とし込んで配置する。同様に、大梁 2 の主筋 30（図示省略）も大梁 2 の木製型枠 2 a に落とし込んで配置する。そして、小梁 1 の主筋 30 を例えば端部で折り曲げて大梁 2 の主筋 30 に定着させる。

[0059] デッキプレート設置ステップは、鋼製型枠 10 のフランジ部 14 の上にデッキプレート 3 を設置するステップである。このデッキプレート設置ステップでは、複数のデッキプレート 3 を一本の小梁 1 から隣接する他の小梁 1 へと架け渡すようにフランジ部 14 に載置していき、フランジ部 14 に対して例えばボルト締結で固定する。

[0060] 打設ステップは、鋼製型枠設置ステップにおいて設置した鋼製型枠 10 の底板部 12 と一対の側板部 13 によって構成された溝部に小梁コンクリート 20 を打設するステップである。具体的には、この打設ステップでは、気泡が混入しないようバイブレータを使用しながら鋼製型枠 10 の溝部にコンクリートを流し込んでいく。なお、本実施の形態 1 では、上述したように、大梁 2 の木製型枠 2 a の内部や、デッキプレート 3 の上方にも同時にコンクリートを打設し、小梁 1、大梁 2、及びスラブを一体形成する。

[0061] 続いて、図 8（c）に示すように、貫通ステップを行う。貫通ステップは、鋼製型枠設置ステップにおいて設置した鋼製型枠 10 と、打設ステップにおいて打設した小梁コンクリート 20 とを貫通する貫通孔 40 を形成するステップである。この貫通ステップは、具体的には、打設ステップにおいて打設したコンクリートが所定の強度を実現した後に、一方の Z 形鋼 11 の側板部 13、小梁コンクリート 20、及び他方の Z 形鋼 11 の側板部 13 を、掘削機（例えば、公知のドリル）を用いて順次貫いて貫通孔 40 を形成し、同様の作業を梁の複数箇所で行うことにより複数の貫通孔 40 を形成する。なお、貫通孔 40 の数は、配置するダクトの数に対応する数でよい。

[0062] この貫通孔 40 の大きさや配置位置については、一般的な RC と同様に決定することができる。例えば、貫通孔 40 の最大径は、小梁 1 の高さ（図 3 の寸法 D）に対して $1/3$ 以下の直径とし、配置位置は、小梁 1 の端部（小

梁 1 の端部から、小梁 1 の全長の $1/10$ の長さの範囲かつ貫通孔 40 の直径の 2 倍の範囲) を避けた位置とし、複数の貫通孔 40 の相互間隔は、各貫通孔 40 の直径の合計値の $3/2$ 以上だけ空けることが、好ましい。ただし、貫通孔 40 の大きさや配置位置は、このような一例に限定されるものではなく、小梁 1 の所要強度が確保できる限りにおいて、任意に決定することができる。

[0063] 最後に、図示は省略するが、貫通ステップにて形成した貫通孔 40 にダクトを通す。このようにダクトを通す方法は公知であるため、詳細な説明を省略する。これにて、本実施の形態 1 に係る小梁の施工方法の説明を終了する。

[0064] (実施の形態 1 の効果)

このように、本実施の形態 1 の小梁 1 によれば、小梁コンクリート 20 の外郭が鋼製型枠 10 によって覆われているため、小梁 1 の側面に貫通孔 40 を形成した際の耐力の低下を抑制することができ、貫通孔 40 を形成するために補強部材を別途取り付けの手間やコストを削減できる。

[0065] また、鋼製型枠 10 と小梁コンクリート 20 のそれぞれの負担割合を考慮した複合的な許容曲げモーメントや許容せん断力を計算することが可能になり、小梁 1 の設計を最適化することが可能になる。

[0066] また、小梁コンクリート 20 の外郭が鋼製型枠 10 によって覆われているため、貫通孔 40 を形成可能な部分が、従来技術のように補強部材を取付けた部分に限定されず、貫通孔 40 の大きさや配置の自由度を高めることができる。

[0067] また、フランジ部 14 を備えるので、小梁 1 で支持するスラブの荷重をフランジ部 14 で受けてスムーズに小梁 1 へと流すことができ、小梁 1 の耐力が向上する。

[0068] また、フランジ部 14 の外端に補強部 15 を備えるので、鋼製型枠 10 の溝部やフランジ部 14 の上に小梁コンクリート 20 が打設された際のフランジ部 14 の座屈を、補強部 15 によって抑制することができ、小梁 1 の耐力

が向上する。

[0069] (実施の形態 2)

次に、実施の形態 2 に係る小梁について説明する。本実施の形態 2 は、概略的に、貫通孔形成部に予め円筒型枠を設置しておき、コンクリート打設後に円筒型枠を取り除くことで、円筒型枠の設置個所に貫通孔を形成する施工方法に関する形態である。なお、完成後の本実施の形態 2 に係る小梁の構成は、実施の形態 1 に係る小梁の構成と略同一であり、実施の形態 1 の構成と略同一の構成についてはこの実施の形態 1 で用いたものと同一の符号及び／又は名称を必要に応じて付して、その説明を省略する。また、以下では本実施の形態 2 に係る小梁における、鋼製型枠の形成方法、及び小梁の施工方法について説明するが、実施の形態 1 と同様の手順については適宜説明を省略する。

[0070] (鋼製型枠の形成方法)

まず、本実施の形態 2 に係る鋼製型枠 10 の形成方法の一例を説明する。まずは、工場にて Z 形鋼 11 を製造する。この際に、Z 形鋼 11 における貫通孔形成部に対応する位置には、予め円形孔 51 を形成しておく。すなわち、本実施の形態 2 では、Z 形鋼 11 の側板部 13 における、図 1 (a) に示す貫通孔 40 に対応する位置（図では計 6 か所）に、例えば切断機などの任意の工具を用いて円形孔 51 を設ける。続いて、このように円形孔 51 の空いた Z 形鋼 11 を施工現場に運搬し、次に、施工現場に運搬された一対の Z 形鋼 11 を互いにボルトで接合して鋼製型枠 10 を形成する。なお、このような接合の具体的な方法については実施の形態 1 と同様であるため、詳細な説明を省略する。

[0071] (小梁の施工方法)

続いて、本実施の形態 2 に係る小梁 50 の施工方法について説明する。図 9 は、図 1 (a) の A-A 矢視断面に対応する断面斜視図であって、図 9 (a) は、鋼製型枠設置ステップ、及び円筒型枠設置ステップ完了時、図 9 (b) は、主筋配筋ステップ、デッキプレート設置ステップ、及び打設ステッ

プ完了時、図9（c）は、貫通ステップ完了時の小梁50を示す。

[0072] まずは、図9（a）に示すように、鋼製型枠設置ステップ、及び円筒型枠設置ステップを行う。なお、鋼製型枠設置ステップは、実施の形態1と同様であるため、詳細な説明を省略する。

[0073] 円筒型枠設置ステップは、鋼製型枠10に形成された円形孔51に、円筒型枠52を挿入するステップである。なお、円筒型枠52の軸方向長さ（+X-X方向長さ）は鋼製型枠10の溝部の幅（+X-X方向長さ）よりも大きいいため、図示のように円筒型枠52の両端部は円形孔51から外側に突出している。また、円筒型枠52は中空又は中実のいずれでも構わず、素材はコンクリートの荷重に耐えうる限り任意であるが、以下では中実の木製の型枠である場合について説明する。そして、このように円筒型枠52を設置した後に、円筒型枠52の外周と円形孔51の内周との間の隙間をパテ等のシーリング材（図示省略）で埋めて、コンクリートの漏れを抑止する。

[0074] 続いて、図9（b）に示すように、主筋配筋ステップ、デッキプレート設置ステップ、及び打設ステップを行う。なお、これらの主筋配筋ステップ、デッキプレート設置ステップ、及び打設ステップは、いずれも実施の形態1に係る各ステップと同様に実施できるため、詳細な説明を省略する。

[0075] 続いて、図9（c）に示すように、貫通ステップを行う。貫通ステップは、鋼製型枠設置ステップにおいて設置した鋼製型枠10と、打設ステップにおいて打設したコンクリートとを貫通する貫通孔40を形成するステップである。具体的には、この貫通ステップでは、打設ステップにおいて打設したコンクリートが所定の強度を実現した後に、上記の円筒型枠設置ステップにおいて設置した円筒型枠52を小梁50の外へ取り除くことで、円筒型枠52が在った位置（貫通孔形成部）に貫通孔40を形成する。なお、円筒型枠52を中空の形状とした場合には、この鋼製型枠10の中空部分にダクトを挿通可能であるため、円筒型枠52を取り外さなくても構わない。また、ダクトの一部分を円筒型枠52として利用してもよい。

[0076] 最後に、図示は省略するが、貫通ステップにて形成した貫通孔40にダク

トを通す。このようにダクトを通す方法は公知であるため、詳細な説明を省略する。これにて、本実施の形態２に係る小梁５０の施工方法の説明を終了する。

[0077] （実施の形態２の効果）

このように、本実施の形態２の小梁５０によれば、円筒型枠５２を取り除くのみで貫通孔４０を形成することができ、施工現場で貫通孔４０を形成する作業を簡略化できる。

[0078] 〔１１１〕実施の形態に対する変形例

以上、本発明に係る実施の形態について説明したが、本発明の具体的な構成及び手段は、特許請求の範囲に記載した各発明の技術的思想の範囲内において、任意に改変及び改良することができる。以下、このような変形例について説明する。

[0079] （解決しようとする課題や発明の効果について）

まず、発明が解決しようとする課題や発明の効果は、上述の内容に限定されるものではなく、発明の実施環境や構成の細部に応じて異なる可能性があり、上述した課題の一部のみを解決したり、上述した効果の一部のみを奏することがある。

[0080] （各実施の形態の相互関係）

各実施の形態に示した特徴や、後述する各変形例に係る特徴は、相互に入れ替えたり、一方の特徴を他方に追加してもよい。例えば、実施の形態２に係る方法で（円筒型枠５２を予め貫通孔形成部に配置しておく方法で）小梁５０を形成した後に、この小梁５０における貫通孔４０が形成されていない位置に、実施の形態１に係る方法で（ドリル等で）貫通孔４０を形成してもよい。

[0081] （寸法や材料について）

発明の詳細な説明や図面で説明した小梁１、５０の各部の寸法、形状、材料、比率等は、あくまで例示であり、その他の任意の寸法、形状、材料、比率等とすることができる。例えば、図１（ｂ）に示すように、各実施の形態

では、正面視における側板部 1 3 と底板部 1 2 の成す角度や、側板部 1 3 とフランジ部 1 4 の成す角度や、フランジ部 1 4 と補強部 1 5 の成す角度は、それぞれ直角であるが、これらが鈍角や鋭角でも構わない。

[0082] 図 1 0 は、Z 形鋼 1 1 の運搬状態を示す図であり、図 1 0 (a) は実施形態 1 の Z 形鋼 1 1 の運搬状態における端面図、図 1 0 (b) は第 1 変形例に係る Z 形鋼 1 1' の運搬状態を示す端面図である。図 1 0 (a) に示すように、実施形態 1 の Z 形鋼 1 1 を複数重合させた状態において、Z 形鋼 1 1 の一側方の複数の最外部を結ぶ直線の一つと、この直線に平行な直線であって Z 形鋼 1 1 の他側方の最外部を通る直線との相互の間隔（以下、第 1 の重ね合わせ寸法）を H とする。一方、図 1 0 (b) に示すように、第 1 変形例に係る Z 形鋼 1 1' として、側板部 1 3 と底板部 1 2 の成す角度と側板部 1 3 とフランジ部 1 4 の成す角度をそれぞれ鈍角とした Z 形鋼 1 1' を想定し、この Z 形鋼 1 1' を複数重合させた状態において、第 1 の重ね合わせ寸法 H に対応する間隔（以下、第 2 の重ね合わせ寸法）を H' とする。この第 2 の重ね合わせ寸法 H' は、第 1 の重ね合わせ寸法 H より小さくなるため、図 1 0 (b) のように Z 形鋼 1 1' を形成することで、運搬効率を向上させることが可能になる。

[0083] 図 1 1 は、第 2 変形例に係る鋼製型枠 1 0 を示す図であり、図 1 1 (a) は折り曲げ前の鋼製型枠 1 0 の平面図、図 1 1 (b) は折り曲げ後の鋼製型枠 1 0 の側面図である。図 1 1 (a) に示すように、折り曲げ前の鋼製型枠 1 0 を 1 枚の平坦な鋼板 6 0 として形成してもよい。この鋼板 6 0 には、側板部 1 3 と底板部 1 2 の境界線 L 1、側板部 1 3 とフランジ部 1 4 境界線 L 2、フランジ部 1 4 と補強部 1 5 境界線 L 3 に、それぞれスリットが形成されており、このスリットにおいて鋼板 6 0 の各部を公知の装置等を用いて折り曲げることで、図 1 1 (b) に示す鋼製型枠 1 0 を形成することができる。この場合には、鋼製型枠 1 0 を図 1 1 (a) の平坦な鋼板 6 0 として運搬等すればよいから、運搬状態における鋼製型枠 1 0 の重ね合わせ寸法が小さくなり、運搬効率を向上させることが可能になる。

[0084] あるいは、鋼製型枠 10 を長手方向の 1 か所以上において分割し、設置現場において接合してもよい。鋼製型枠 10 の分割の箇所や位置は任意に決定することができる。例えば、運搬車両に積載可能な長さで、鋼製型枠 10 を複数に分割してもよい。分割位置は、接合後の鋼製型枠 10 に加わるモーメントの小さい箇所とすることが好ましい。分割された鋼製型枠 10 の接合方法は任意であるが、例えば、分割された状態で相互に突き合せられた一对の鋼製型枠 10 の同士を、これら一对の鋼製型枠 10 の側板部 13 の外側面に設けられた接続プレート（図示省略）を介して、接続してもよい。側板部 13 に対する接続プレートの固定は、例えば、ドリルビスやボルトを用いることができる。また、接合後の鋼製型枠 10 に小梁コンクリート 20 を打設する際には、鋼製型枠 10 の接合点において、鋼製型枠 10 を仮設サポートで支持することが好ましい。このようにして分割構造とすることで、鋼製型枠 10 の製造作業性及び運搬効率を向上させることや、大スパンの小梁 1 であっても標準的なスパンの小梁 1 を複数接合して構築することが可能になる。

[0085] （大梁との接合部について）

各実施の形態では、大梁 2 が鉄筋コンクリート梁である場合について説明したが、これに限らず、例えば鉄骨梁であっても構わない。図 12 は、第 3 変形例に係る小梁 100 と大梁 110 との接合部付近を示す図であって、図 12 (a) は、右側面図、図 12 (b) は、図 12 (a) の B-B 矢視断面図である。この図 12 に示すように、本第 3 変形例では、小梁 100 の軸心方向（+Y-Y 方向）の端部は、鉄骨梁である大梁 110 に接合されている。ここで、大梁 110 の側面には、XZ 断面が略 U 字状のチリトリ部材 120 が例えば溶接により接合されており、このチリトリ部材 120 に小梁 100 の鋼製型枠 10 を収容することで、小梁 100 と大梁 110 とを相互に接合可能である。

[0086] あるいは、大梁 110 における小梁 1 の飲み込み幅をさらに大きくしてもよい。図 13 は、第 4 変形例に係る小梁 1 と大梁 110 との接合部付近を示す図であり、図 13 (a) は右側面図、図 13 (b) は平面図である。この

図 13 に示すように、大梁 110 は、鉄筋コンクリートとして構成されており、大梁 110 の内部には、大梁 110 の長手方向に沿って配置された複数の主筋 30 と、その長手方向に直交する方向に配置された肋筋 31 であって複数の主筋 30 を取り巻く肋筋 31 が配置されている（図 13（b）では、図示の便宜上、主筋 30 のうち、Y 方向の最外方の主筋 30 のみを図示する）。この大梁 110 の側部における小梁 1 に対応する箇所には、小梁 1 の先端を大梁 110 に飲み込ませるための切り欠き 111 が形成されている。一方、小梁 1 は、大梁 110 に直交するように配置されており、切り欠き 111 を介して、その一部が大梁 110 に接合されている。具体的には、小梁 1 の底板部 12、フランジ部 14、及び補強部 15 は、その大梁 110 側の端面が、大梁の小梁 1 側の側面とほぼ面一となる位置に留まっているのに対して、小梁 1 の一对の側板部 13 は、大梁の小梁 1 側の側面を超え、大梁 110 のかぶり厚以上の長さ L10 だけ、大梁 1 の内部に收容されている。ここで、「かぶり厚」とは、大梁 110 の側面から肋筋 31 に至るコンクリートの厚み部分であり、図 13 の寸法 L11 の厚みである。このように大梁 110 のかぶり厚 L11 以上の長さ L10 だけ、小梁 1 を大梁 110 に收容することにより、小梁 1 と大梁 110 の接合強度を一層向上させることが可能になる。

[0087] 特に、図 13 の例では、かんざし筋 17 を大梁 110 に飲み込ませている。このかんざし筋 17 は、X 方向に沿って並設された複数の棒状の配筋であり、大梁 110 に飲み込ませた一对の側板部 13 を相互に連結するように、これら一对の側板部 13 に形成された配筋孔（後述する図 16 の符号 13a 参照）に相通され、これら一对の側板部 13 に溶接等によって固定されている。また特に、かんざし筋 17 を、肋筋 31 よりも大梁 110 の Y 方向中央位置寄りに近い位置（－Y 方向側の位置）に配置することで、かんざし筋 17 と一对の側板部 13 で肋筋 31 の少なくとも一部を囲繞している。この構造においては、かんざし筋 17 の＋Y 方向への移動が肋筋 31 によって規制されるので、かんざし筋 17 の支圧（局所的な圧縮力）によって、小梁 1 と

大梁 110 の接合強度を一層向上させることが可能になる。なお、図 13 の例では、一对の側板部 13 のうち、所要本数（図 13 では 3 本）のかんざし筋 17 を配置するために最低限必要な高さ部分のみを大梁 110 に収容するものとしており、このため、不要な高さ部分には切り欠き 18 が形成され、切り欠かれている。なお、このような小梁 1 の大梁 110 への収容方法は任意であるが、例えば、大梁 110 の型枠に形成した切り欠き部 111 を介して、鋼製型枠 10 の端部を大梁 110 の型枠に収容し、肋筋 31 の少なくとも一部を囲繞するようにかんざし筋 17 を配置して側板部 13 に固定した状態で、大梁 110 の型枠と鋼製型枠 10 にコンクリートを打設してもよい。

[0088] ただし、切り欠き 18 を設けることなく、単に一对の側板部 13 をそのままの高さで大梁 110 に収容するようにしてもよい。図 14 は、第 5 変形例に係る小梁 1 と大梁 110 との接合部付近を示す右側面図である（なお、第 5 ～ 第 8 の変形例に関し、説明なき箇所は第 4 の変形例と同様である）。この図 14 に示すように、小梁 1 は、その一对の側板部 13 がそのままの高さで大梁 110 に向けて延出しており、この一对側板部 13 が、大梁 110 のかぶり厚以上の長さだけ、大梁 110 に収容されている。

[0089] あるいは、一对の側板部 13 の一部と、支圧有効部分を大梁 110 に飲み込ませてよい。図 15 は、第 6 変形例に係る小梁 1 と大梁 110 との接合部付近を示す右側面図、図 16 は、図 15 の小梁 1 の鋼製型枠 10 の端部の斜視図である。これら図 15、16 に示すように、小梁 1 は、その一对の側板部 13 がそのままの高さで大梁 110 に向けて延出しており（あるいは、鋼製型枠 10 のフランジ部 14 及び補強部 15 の一部と、底板部 12 の一部が切り欠かれており）、一对の側板部 13 が、大梁 110 のかぶり厚以上の長さ L10 だけ、大梁 110 に収容されている。この構造において、大梁 110 に収容される小梁 1 の一部には、かんざし筋 17 の支圧を受ける部分（支圧有効部分）を設ける必要がある。この支圧有効部分は、所望の支圧により異なり得るが、例えば、幅 100 mm（＝切り欠くことなく残されたフランジ部 14 の一部の X 方向の幅 L12 = 50 mm と、切り欠くことなく残さ

れた底板部 12 の一部の X 方向の幅 $L_{13} = 50 \text{ mm}$ との和) 程度に設定される。この程度の幅の支圧有効部分であれば、筋 31 と干渉する可能性が低いので、大梁 110 にスムーズに飲み込ませることが可能になる。

[0090] あるいは、大梁 110 の飲み込ませる部分を後付けしてもよい。図 17 は、第 7 変形例に係る小梁 1 と大梁 110 との接合部付近を示す右側面図である。この図 17 に示すように、小梁 1 の底板部 12、フランジ部 14、及び補強部 15に加えて、一对の側板部 13 は、その大梁 110 側の端面が、大梁 110 の小梁 1 側の側面とほぼ面一となる位置に留まっている。ここで、一对の側板部 13 の外側面には、接合プレート 19 がドリルビスやボルトを含む任意の方法で固定されており、この接合プレート 19 のみが、大梁 110 の小梁 1 側の側面を超え、大梁 110 のかぶり厚以上の長さ L_{11} だけ、大梁 110 の内部に收容されている。このような構造では、複雑な形状の鋼製型枠 10 に対して切り欠きを設ける等の加工を施す必要がなく、単に接合プレート 19 を側板部 13 に後付けすればよいので、施工が容易である。

[0091] また、大梁 110 の両側に配置した小梁 1 を相互に連結してもよい。図 18 は、第 8 変形例に係る小梁 1 と大梁 110 との接合部付近を示す側面図、図 19 は、図 18 の平面図である。これら図 18、図 19 に示すように、大梁 110 の両側には、大梁 110 の長手方向に直交する方向に沿って配置された一对の小梁 1 が設けられており、これら一对の小梁 1 は、相互に対応する同一直線上の位置に配置され、大梁 110 に突き合わされている。そして、これら一对の小梁 1 は、そのフランジ 14 に上方から固定されたかんざし筋 17' を介して相互に接続されている。この構造によれば、小梁 1 に対して大梁 110 から離れる方向への引張力が加わった場合でも、かんざし筋 17' によりこの引張力に対抗することが可能になる。

[0092] また、各実施の形態では、小梁コンクリート 20 と大梁コンクリートとを同時に打設したが、これに限らず、一つずつ打設しても構わない。例えば大梁コンクリートを先に打設する場合には、固化した大梁コンクリートの側面を、小梁 1、50 の軸断面形状と略一致する形状（ハット形状）に研って、

この研った部分に小梁 1、50 の鋼製型枠 10 の端部を設置し、次に小梁コンクリート 20 を打設してもよい。

[0093] (フランジ部について)

各実施の形態ではフランジ部 14 を設けたが、このフランジ部 14 を省略し、鋼製型枠 10 を軸断面形状が略 U 字状の部材として構成しても構わない。また、フランジ部 14 は側板部 13 の上端に設けたが、これに限らず、上端以外の位置（例えば、上端よりも所定距離（例えば数センチ）下方の位置）に設けても構わない。

[0094] (補強部について)

各実施の形態ではフランジ部 14 の外端に補強部 15 を設けたが、フランジ部 14 がコンクリートの荷重に耐え得る場合には、当該補強部 15 を省略してもよい。また、当該補強部 15 に加えて、または代えて、さらにフランジ部 14 を補強するための補強手段を設けても構わない。例えば、フランジ部 14 の上面や下面に補強用の鋼板を貼り付けて補強しても構わない。このような鋼板は、フランジ部 14 の前後方向に通して貼り付けてもよいし、あるいは、特に耐力を要する部分（例えば、フランジ部 14 の前後方向における中央付近）にのみ重点的に貼り付けても構わない。

[0095] あるいは、補強部 15 の形状を変更してもよい。図 20 は、図 1 (a) の A-A 矢視断面に対応する断面図であって、第 9 変形例に係る小梁 200 の鋼製型枠 210 の断面図である。この図 20 に示すように、鋼製型枠 210 には第 2 の補強部 216 が設けられている。この第 2 の補強部 216 は、補強部 215 の下端から側板部 213 に向けて延出する鋼板である。このように第 2 の補強部 216 を設けることにより、スラブコンクリート 4 を打設してフランジ部 214 がスラブの荷重を受けた場合の、フランジ部 14 の外端の局部座屈を一層効果的に抑止できる。また、第 2 の補強部 216 により強度の低い部分のみを局部的に補強することで、鋼製型枠 210 の全体的な薄肉化が可能となる。

[0096] また、この第 2 の補強部 216 は、他の態様で設けることもできる。図 2

1 は、図 1 (a) の A-A 矢視断面に対応する断面図であって、第 10 変形例に係る小梁 200 の鋼製型枠 210 の断面図である。この図 21 の例において、第 2 の補強部 216 は、フランジ部 214 の外端を側板部 213 に向けて折り返すことにより形成されており、補強部 215 は省略されている。

[0097] (Z 形鋼について)

各実施の形態では、一对の Z 形鋼 11 を相互に重ね合わせてボルトにより接合したが、接合の具体的な方法はこれに限らない。図 22 は、図 1 (a) の A-A 矢視断面に対応する断面図であって、図 22 (a) は、第 11 変形例に係る小梁 200 の鋼製型枠 210 の断面図、図 22 (b) は、第 12 変形例に係る小梁 300 の鋼製型枠 310 の断面図である。すなわち、図 22 (a) に示すように、一对の Z 形鋼 220 の底板部 221 の互いに突き合わされた面を接合面 222 とし、この面同士を溶接接合してもよい。または、図 22 (b) に示すように、一对の Z 形鋼 320 の底板部 321 の端部を上方に向けて折り返し、この折り返し部分 322 の内側側面を接合面 323 として合わせた状態で、カシメ金具 324 を用いて折り返し部分を接合してもよい。あるいは、一对の Z 形鋼 320 の底板部 321 の端部同士に下方又は上方からドリルビスやネジを打ち込むことにより、これら端部同士を接合してもよい。この場合、ドリルビスやネジを一对の Z 形鋼 220 の内部空間に例えば数 cm 程度突出させることで、この内部空間に打設した小梁コンクリート 20 と Z 形鋼 220 との接合強度を一層高めてもよい。

[0098] (開き止め部材について)

各実施の形態では、鋼製型枠 10 の形成時 (一对の Z 形鋼 11 を相互に接合するとき) に、一对の Z 形鋼 11 の相対位置を固定するために端太角やコ字状のベニヤ板のような仮設部材 (コンクリート打設前に取り外す部材) を設ける点について説明したが、当該仮設部材に代えて、または当該仮設部材に加えて、一对の Z 形鋼 11 の相対位置を固定するための本設部材 (コンクリート打設前に取り外さず、埋め殺す部材。以下、開き止め部材) を設けても構わない。図 23 は、図 1 (a) の A-A 矢視断面に対応する断面図であ

って、図 23 (a) は、第 13 変形例に係る小梁 400 の鋼製型枠 410、図 23 (b) は、第 14 変形例に係る小梁 500 の鋼製型枠 510 である。すなわち、図 23 (a) に示すように一对の Z 形鋼 420 のフランジ部 421 同士を接続するような開き止め部材 422 を設けてもよいし、図 23 (b) に示すように、一对の Z 形鋼 520 の側板部 521 同士を接続するような開き止め部材 522 を設けてもよい。これらのような開き止め部材 422、522 を設けて一对の Z 形鋼 420、520 の相対位置を固定することで、小梁コンクリート 20 を打設した際に、小梁コンクリート 20 の重みによって一对の Z 形鋼 420、520 が相互に外向きに開いてしまうことを防止できる。

[0099] 特に、図 23 (b) に示す開き止め部材 522 は、一对の側板部の上端位置から、当該上端位置よりも一对の側板部の高さの $1/3$ だけ下方の位置、までの範囲内 (図 23 (b) の寸法 L12 の範囲内) に設けることが好ましい。一对の Z 形鋼 420、520 が相互に外向きに開こうとする場合には、底板部 12 と側板部 13 の境界を支点として側板部 13 が外側に回転しようとするため、側板部 13 の上端に近づく程、一对の側板部 13 の相互間の距離が開く傾向になる。しかしながら、上記の範囲内に開き止め部材 522 を設けることにより、一对の側板部 13 の上端に比較的近い位置でこれら一对の側板部 13 の相対位置を固定できるので、この範囲よりも下方の位置に開き止め部材 522 を設けた場合に比べて、一对の側板部 13 が相互に外向きに開いてしまうことを一層効果的に防止できる。

[0100] (主筋配筋ステップについて)

各実施の形態では、鋼製型枠設置ステップの後に主筋配筋ステップを行ったが、これに限らず、主筋配筋ステップの後に鋼製型枠設置ステップを行ってもよい。この際には、まずは主筋配筋ステップにおいて主筋 30 を配置し、この主筋 30 を下方から覆うように一对の Z 形鋼 11 を配置し、一对の Z 形鋼 11 の底板部 12 同士を重ね合わせた状態で、底板部 12 の下方からボルトを挿通することにより一对の Z 形鋼 11 を相互に接合してもよい。

[0101] (付記)

付記 1 の鉄骨コンクリート梁は、底板部と、前記底板部の両端から上方向に延出する一对の側板部と、を有する鋼製型枠と、前記鋼製型枠の前記底板部と一对の前記側板部によって構成された溝部に打設されたコンクリートと、を備える。

[0102] 付記 2 の鉄骨コンクリート梁は、付記 1 に記載の鉄骨コンクリート梁において、前記鉄骨コンクリート梁の許容曲げモーメント又は許容せん断力が、下記の数式 (1) により算定されている、請求項 1 に記載の鉄骨コンクリート梁。

$$(数式 1) \quad F_a = F_{RC} + \beta \cdot F_s$$

ただし、

F_a : 前記鉄骨コンクリート梁の許容曲げモーメント又は許容せん断力

F_{RC} : 前記コンクリートの許容曲げモーメント又は許容せん断力

β : 前記鋼製型枠の許容曲げモーメント又は許容せん断力の負担係数であって 0.5 以下の負担係数

F_s : 前記鋼製型枠の許容曲げモーメント又は許容せん断力である。

[0103] 付記 3 の鉄骨コンクリート梁は、付記 1 又は 2 に記載の鉄骨コンクリート梁において、前記鉄骨コンクリート梁は、その一部が大梁に接合されるものであり、前記鋼製型枠は、前記鋼製型枠の長手方向における前記大梁側の端部であって、前記大梁の側面に形成された切り欠きを介して前記大梁に収容される、前記大梁のかぶり厚以上の長さの端部を備える。

[0104] 付記 4 の鉄骨コンクリート梁は、付記 1 から 3 のいずれか一項に記載の鉄骨コンクリート梁において、前記側板部及び前記コンクリートは、前記側板部と前記コンクリートとを貫通する貫通孔を形成可能な貫通孔形成部を有する。

[0105] 付記 5 の鉄骨コンクリート梁は、付記 1 から 4 のいずれか一項に記載の鉄骨コンクリート梁において、前記一对の側板部を相互に固定するための開き

止め部材を、前記一对の側板部の上端位置から、当該上端位置よりも前記一对の側板部の高さの $1/3$ だけ下方の位置、までの範囲内に設けた。

[0106] 付記 6 の鉄骨コンクリート梁は、付記 1 から 5 のいずれか一項に記載の鉄骨コンクリート梁において、前記鋼製型枠は、前記側板部の上端から外方向に延出するフランジ部を備える。

[0107] 付記 7 の鉄骨コンクリート梁は、付記 6 に記載の鉄骨コンクリート梁において、前記鋼製型枠は、前記フランジ部の外端から下方向又は上方向に延出する補強部を備える。

[0108] 付記 8 の鉄骨コンクリート梁の施工方法は、底板部と、前記底板部の両端から上方向に延出する一对の側板部と、を有する鋼製型枠を設置する鋼製型枠設置ステップと、前記鋼製型枠設置ステップにおいて設置した前記鋼製型枠の前記底板部と一对の前記側板部によって構成された溝部にコンクリートを打設する打設ステップと、を含む。

[0109] 付記 9 の鉄骨コンクリート梁の施工方法は、付記 8 に記載の鉄骨コンクリート梁の施工方法において、前記鉄骨コンクリート梁の許容曲げモーメント又は許容せん断力が、下記の数式 (1) により算定されている、請求項 8 に記載の鉄骨コンクリート梁の施工方法。

$$\text{(数式 1)} \quad F_a = F_{RC} + \beta \cdot F_s$$

ただし、

F_a : 前記鉄骨コンクリート梁の許容曲げモーメント又は許容せん断力

F_{RC} : 前記コンクリートの許容曲げモーメント又は許容せん断力

β : 前記鋼製型枠の許容曲げモーメント又は許容せん断力の負担係数であって 0.5 以下の負担係数

F_s : 前記鋼製型枠の許容曲げモーメント又は許容せん断力

である。

(付記の効果)

[0110] 付記 1 に記載の鉄骨コンクリート梁、及び付記 8 に記載の鉄骨コンクリート梁の施工方法によれば、コンクリートの外郭が鋼製型枠によって覆われて

いるため、梁の側面に貫通孔を形成した際の耐力の低下を抑制することができ、貫通孔を形成するために補強部材を別途取り付ける手間やコストを削減できる。

- [0111] 付記 2 に記載の鉄骨コンクリート梁、及び付記 9 に記載の鉄骨コンクリート梁の施工方法によれば、鋼製型枠とコンクリートのそれぞれの負担割合を考慮した複合的な許容曲げモーメントや許容せん断力を計算することが可能になり、鉄骨コンクリート梁の設計を最適化することが可能になる。
- [0112] 付記 3 に記載の鉄骨コンクリート梁によれば、鋼製型枠の端部であって大梁のかぶり厚以上の長さの端部を大梁に収容することで、小梁 1 と大梁の接合強度を一層向上させることが可能になる。
- [0113] 付記 4 に記載の鉄骨コンクリート梁によれば、貫通孔形成部において貫通孔を形成できるので、貫通孔に配管や配線を相通させること等が可能になり、鉄骨コンクリート梁の利便性を高めることができる。特に、鉄骨コンクリート梁のコンクリートの外郭が鋼製型枠によって覆われているため、貫通孔を形成可能な部分が、従来技術のように補強部材を取付けた部分に限定されず、貫通孔の大きさや配置の自由度を高めることができる。
- [0114] 付記 5 に記載の鉄骨コンクリート梁によれば、一对の側板の上端に比較的近い位置でこれら一对の側板の相対位置を固定できるので、この範囲よりも下方の位置に開き止め部材を設けた場合に比べて、一对の側板が相互に外向きに開いてしまうことを一層効果的に防止できる。
- [0115] 付記 6 に記載の鉄骨コンクリート梁によれば、フランジ部を備えるので、鉄骨コンクリート梁で支持するスラブの荷重をフランジ部で受けてスムーズに鉄骨コンクリート梁へと流すことができ、鉄骨コンクリート梁の耐力が向上する。
- [0116] 付記 7 に記載の鉄骨コンクリート梁によれば、フランジ部の外端に補強部を備えるので、鋼製型枠の溝部やフランジ部の上にコンクリートが打設された際のフランジ部の座屈を、補強部によって抑制することができ、鉄骨コンクリート梁の耐力が向上する。

符号の説明

- [0117] 1 小梁
2 大梁
2 a 木製型枠
2 b 小梁収容部
2 c フランジ収容部
2 d 封止材
3 デッキプレート
4 スラブコンクリート
10 鋼製型枠
11、11' Z形鋼
12 底板部
13 側板部
13 a 配筋孔
14 フランジ部
15 補強部
16 接合面
17、17' かんざし筋
18 切り欠き
19 接合プレート
20 小梁コンクリート
30 主筋
31 肋筋
40 貫通孔
50 小梁
51 円形孔
52 円筒型枠
60 鋼板

1 0 0 小梁
1 1 0 大梁
1 1 1 切り欠き
1 2 0 チリトリ部材
2 0 0 小梁
2 1 0 鋼製型枠
2 1 3 側板部
2 1 4 フランジ部
2 1 5 補強部
2 1 6 第2の補強部
2 2 0 Z形鋼
2 2 1 底板部
2 2 2 接合面
3 0 0 小梁
3 1 0 鋼製型枠
3 2 0 Z形鋼
3 2 1 底板部
3 2 2 折り返し部分
3 2 3 接合面
3 2 4 カシメ金具
4 0 0 小梁
4 1 0 鋼製型枠
4 2 0 Z形鋼
4 2 1 フランジ部
4 2 2 開き止め部材
5 0 0 小梁
5 1 0 鋼製型枠
5 2 0 Z形鋼

5 2 1 側板部

5 2 2 開き止め部材

請求の範囲

- [請求項1] 底板部と、前記底板部の両端から上方向に延出する一对の側板部と、を有する鋼製型枠と、
前記鋼製型枠の前記底板部と一对の前記側板部によって構成された溝部に打設されたコンクリートと、を備える、
鉄骨コンクリート梁。
- [請求項2] 前記鉄骨コンクリート梁の許容曲げモーメント又は許容せん断力が、下記の数式（１）により算定されている、請求項１に記載の鉄骨コンクリート梁。
（数式１） $F_a = F_{RC} + \beta \cdot F_s$
ただし、
 F_a ：前記鉄骨コンクリート梁の許容曲げモーメント又は許容せん断力
 F_{RC} ：前記コンクリートの許容曲げモーメント又は許容せん断力
 β ：前記鋼製型枠の許容曲げモーメント又は許容せん断力の負担係数であって０．５以下の負担係数
 F_s ：前記鋼製型枠の許容曲げモーメント又は許容せん断力である。
- [請求項3] 前記鉄骨コンクリート梁は、その一部が大梁に接合されるものであり、
前記鋼製型枠は、前記鋼製型枠の長手方向における前記大梁側の端部であって、前記大梁の側面に形成された切り欠きを介して前記大梁に收容される、前記大梁のかぶり厚以上の長さの端部を備える、
請求項１又は２に記載の鉄骨コンクリート梁。
- [請求項4] 前記側板部及び前記コンクリートは、前記側板部と前記コンクリートとを貫通する貫通孔を形成可能な貫通孔形成部を有する、
請求項１から３のいずれか一項に記載の鉄骨コンクリート梁。
- [請求項5] 前記一对の側板部を相互に固定するための開き止め部材を、前記一

対の側板部の上端位置から、当該上端位置よりも前記一对の側板部の高さの $1/3$ だけ下方の位置、までの範囲内に設けた、

請求項 1 から 4 のいずれか一項に記載の鉄骨コンクリート梁。

[請求項6]

前記鋼製型枠は、

前記側板部の上端から外方向に延出するフランジ部を備える、

請求項 1 から 5 のいずれか一項に記載の鉄骨コンクリート梁。

[請求項7]

前記鋼製型枠は、

前記フランジ部の外端から下方向又は上方向に延出する補強部を備える、

請求項 6 に記載の鉄骨コンクリート梁。

[請求項8]

底板部と、前記底板部の両端から上方向に延出する一对の側板部と、を有する鋼製型枠を設置する鋼製型枠設置ステップと、

前記鋼製型枠設置ステップにおいて設置した前記鋼製型枠の前記底板部と一对の前記側板部によって構成された溝部にコンクリートを打設する打設ステップと、を含む、

鉄骨コンクリート梁の施工方法。

[請求項9]

前記鉄骨コンクリート梁の許容曲げモーメント又は許容せん断力が、下記の数式 (1) により算定されている、請求項 8 に記載の鉄骨コンクリート梁の施工方法。

$$(数式 1) \quad F_a = F_{RC} + \beta \cdot F_s$$

ただし、

F_a : 前記鉄骨コンクリート梁の許容曲げモーメント又は許容せん断力

F_{RC} : 前記コンクリートの許容曲げモーメント又は許容せん断力

β : 前記鋼製型枠の許容曲げモーメント又は許容せん断力の負担係数であって 0.5 以下の負担係数

F_s : 前記鋼製型枠の許容曲げモーメント又は許容せん断力である。